

CORSO DI “GEOTECNICA”

ASPETTI INTRODUTTIVI ALLA GEOTECNICA PROPRIETÀ IDENTIFICATIVE E CLASSIFICAZIONE DELLE TERRE

Prof. Ing. Geol. Eugenio Castelli
ecastelli@units.it

ORGANIZZAZIONE DEL CORSO

Giorno	Ora
Lunedì	15:00 -18:00
Martedì	13:00 -16:00

1	ASPETTI INTRODUTTIVI ALLA GEOTECNICA PROPRIETÀ IDENTIFICATIVE E CLASSIFICAZIONE DELLE TERRE
2	CONDIZIONI DI STATO INIZIALE E STORIA TENSIONALE COMPRESSIONE EDOMETRICA E CONSOLIDAZIONE
3	L'ACQUA NEL TERRENO
4	COMPORTAMENTO MECCANICO DELLE TERRE: RESISTENZA E RIGIDITÀ INDAGINI GEOTECNICHE: PROVE DI LABORATORIO
5	INDAGINI GEOTECNICHE IN SITO
6	NORME TECNICHE DELLE COSTRUZIONI 2018: PROGETTAZIONE GEOTECNICA
7	RISPOSTA SISMICA LOCALE
8	SPINTA DELLE TERRE - OPERE DI SOSTEGNO

TESTI DISPONIBILI

Fondamenti di geotecnica

La geotecnica è la disciplina dell'Ingegneria Civile, Edile e Ambientale dedicata alla modellazione fisico-meccanica e allo studio del comportamento dei terreni e, conseguentemente, alla trattazione di molteplici aspetti quali il progetto e la realizzazione di opere e interventi ingegneristici, nonché i fenomeni naturali e i rischi ambientali, che coinvolgono direttamente il sottosuolo. L'essere un materiale naturale rende il terreno differente da altri materiali tipici dell'Ingegneria Civile: nel testo tale peculiarità viene enfatizzata, soprattutto in relazione all'importanza assunta dalla definizione, anche sperimentale, delle proprietà caratterizzanti la risposta meccanica. Il volume, giunto nella versione attuale alla quarta edizione, si rivolge sia alla preparazione degli allievi che frequentano corsi universitari di geotecnica e di meccanica delle terre, sia a coloro che, già acquisite le conoscenze di base, vogliono approfondirle anche in relazione ad alcune delle più tipiche applicazioni geotecniche. Per questa nuova edizione è stato effettuato, oltre a un aggiornamento dei contenuti, un incremento sostanzioso degli esercizi e degli esempi relativi a casi studio reali.

Riccardo Berardi è professore associato di geotecnica presso la Scuola Politecnica di Ingegneria e Architettura dell'Università degli Studi di Genova.

RICCARDO BERARDI

RICCARDO BERARDI

Fondamenti di geotecnica

Quarta edizione

Fondamenti di geotecnica

CittàStudi

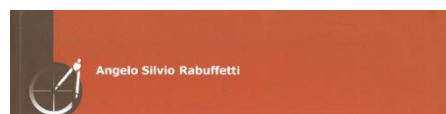
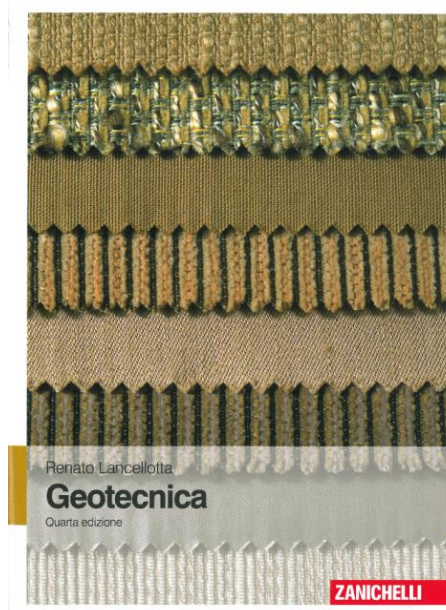
Alla pagina web www.cittastudi.it sono disponibili materiali didattici di supporto per i docenti e per gli studenti.

www.cittastudi.it



€ 33,00

CittàStudi
EDIZIONI



Manuale di progettazione geotecnica



MODALITÀ DI SVOLGIMENTO DELL'ESAME

Al termine del corso, **il giorno 12 dicembre**, si svolgerà una «prova di accertamento» che riguarderà sia gli esercizi sia la teoria, avrà durata di circa 3 ore e costituirà base di valutazione del grado di apprendimento.

Vi potranno partecipare tutti coloro che hanno seguito il corso tra ottobre e dicembre 2022.

Tutti i candidati che avranno ottenuto almeno 21/30 **potranno** registrare tale voto o sostenere l'esame orale al termine del quale migliorare o peggiorare il voto di partenza, entro gli appelli previsti nell'anno accademico.

I candidati che avranno ottenuto almeno 18/30 **dovranno** sostenere l'esame orale entro gli appelli previsti nell'anno accademico.

Coloro che non hanno sostenuto la «provetta» o, pur avendola sostenuta non hanno raggiunto i 18/30, dovranno sostenere l'esame durante le sessioni regolari costituito da una parte scritta preliminare e da una parte orale finale svolte in giornate successive.



Roccia (lapidea, ammasso roccioso): aggregato naturale a struttura continua di particelle minerali, legate da elevata **coesione, che non viene perduta anche dopo essiccamento e prolungata immersione in acqua**; caratterizzata da valori elevati delle proprietà meccaniche (resistenza e rigidezza).

Meccanica delle rocce (Rock mechanics)
Ingegneria delle rocce (Rock engineering)

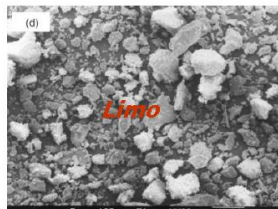
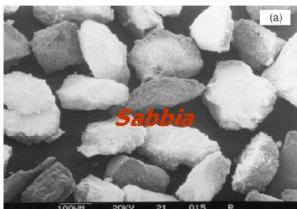
[ISRM](#)

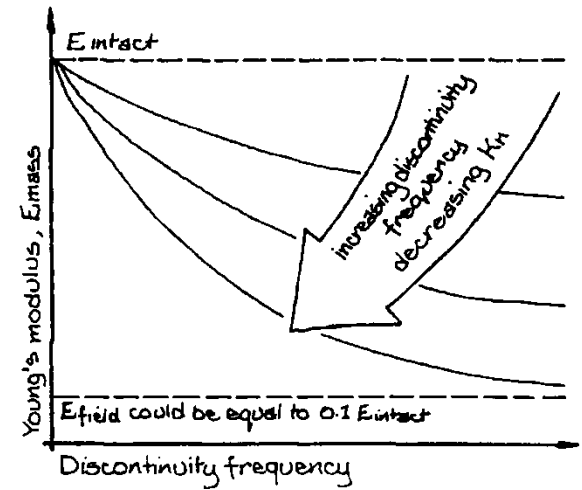
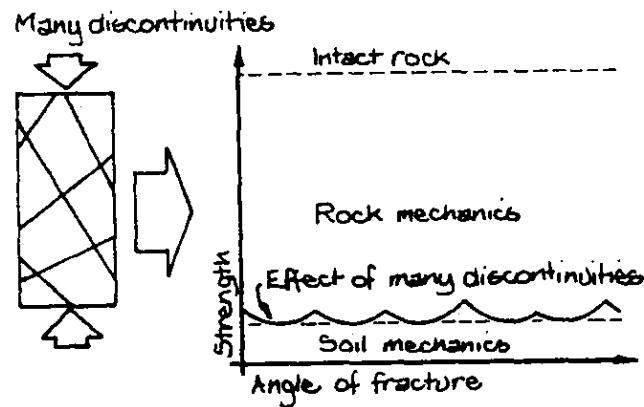
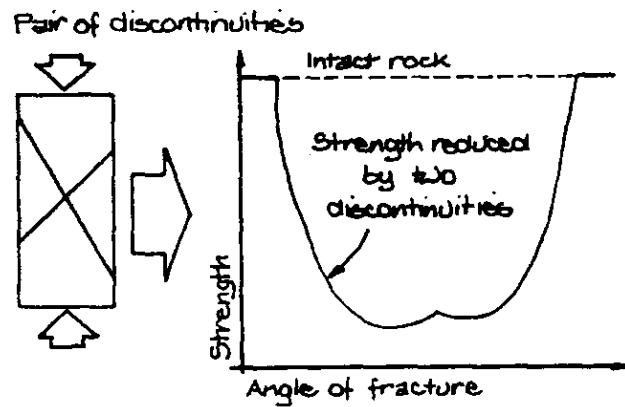
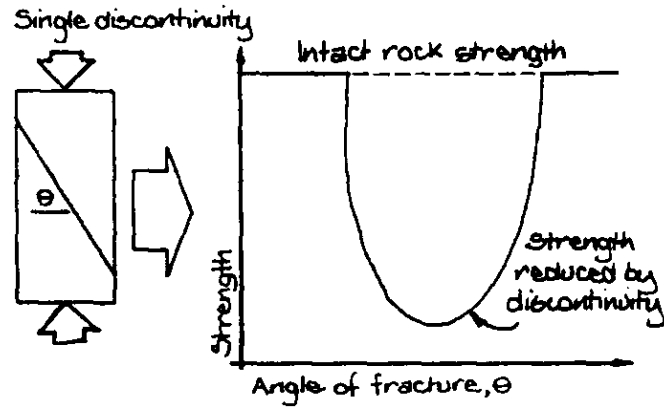
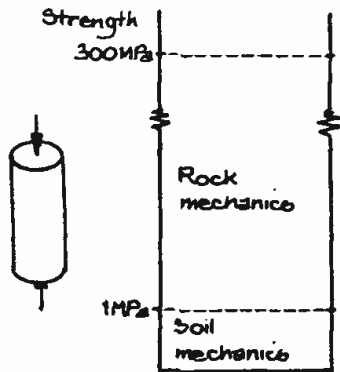


Terra (terreno sciolto, roccia sciolta): aggregato naturale a struttura discontinua di granuli minerali, che **possono essere separati mediante semplice sollecitazione meccanica o breve immersione in acqua**; caratterizzata da valori delle proprietà meccaniche in genere inferiori a quelle della roccia d'origine e dei manufatti.

[ISSMGE - International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering](#)

[AGI – Associazione Geotecnica Italiana](#)





Alcune motivazioni che spingono allo studio della meccanica delle terre.

Fin dagli albori della civiltà organizzata, a chi svolgeva il ruolo che oggi identifichiamo con quello dell'ingegnere civile è stata richiesta una conoscenza (sia pure semplicemente empirica) del comportamento meccanico delle terre, indispensabile per la realizzazione di quelle opere che avrebbero contribuito a migliorare la qualità della vita: canali, argini, dighe, infrastrutture, interventi di stabilizzazione dei pendii, strutture di fondazione e altre opere ancora.

I motivi di successo o insuccesso nella realizzazione delle opere ora citate vanno ricercati proprio nello stato di conoscenza dei principi e regole dell'arte di quelle **discipline (meccanica delle terre, tecnica delle fondazioni, stabilità dei fronti di scavo e dei pendii naturali, opere di terra e strutture di sostegno, per citarne alcune) che oggi collochiamo nel raggruppamento denominato GEOTECNICA.**

[Home | ISSMGE - International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering](#)

I terreni sono materiali naturali, generati da processi di disintegrazione ed alterazione delle rocce, ed il loro comportamento meccanico nella sede naturale riflette un'eredità acquisita nel corso di una storia di eventi, che vanno dalla fase di formazione del deposito fino alle vicende più recenti.

Questa storia conferisce ai terreni caratteri di eterogeneità e anisotropia e parametri fondamentali quali ad esempio la resistenza, la compressibilità, la rigidezza e la permeabilità che, per poter essere definiti, diventano oggetto di indagine diretta e/o indiretta.

La **GEOTECNICA** quindi tratta il comportamento delle terre sia nella loro sede naturale (terreni) sia la loro utilizzazione come materiali da costruzione.

Si occupa pertanto dei problemi connessi: alla progettazione, alla costruzione e al comportamento dei seguenti tipi principali di opere:

- fondazioni delle strutture più diverse;
- dighe di terra e di pietrame, argini, rilevati stradali e ferroviari, rilevati e riempimenti per opere marittime, discariche, e colmate;
- stabilità di scavi e di pendii naturali e artificiali;
- opere di sostegno delle terre: muri di sostegno di vario tipo, paratie, palancole;
- gallerie e scavi in sotterraneo;
- opere interrate.

La soluzione dei problemi geotecnici concernenti è legata ai seguenti tre aspetti principali:

1. le condizioni del terreno e dell'acqua nel terreno,
2. il comportamento del terreno omogeneo considerato come un sistema di particelle,
3. la meccanica applicata al terreno.

Questi tre aspetti vengono considerati pressoché in contemporanea e con una certa dose di empirismo per giungere alla soluzione del problema tecnico reale.

- 1) **Le condizioni del terreno e dell'acqua nel terreno vengono studiate con indagini in sito e in laboratorio**, sia semplici che complesse. Con alcune indagini in sito si perviene a una prima determinazione del profilo geotecnico del suolo e alla raccolta di dati sulla situazione dell'acqua nel terreno; successivamente, con la classificazione del terreno a mezzo di prove di laboratorio, e talvolta con indagini sulla mineralogia e sui processi geologici, si prepara una descrizione ingegneristica della situazione del terreno.
- 2) **Il comportamento del terreno è determinato dalla sperimentazione con prove di laboratorio, prove in posto e misure in posto**; vengono coinvolti fenomeni e concetti base: il mezzo formato da particelle, il principio della pressione effettiva, la consolidazione delle argille, la permeabilità, i percorsi tensionali, la compressibilità e la resistenza al taglio.
- 3) **La meccanica applicata al terreno comprende le analisi e le teorie di materiali idealizzati e l'esame e la valutazione dei risultati che si ottengono dalle analisi e dalle teorie**. Questa valutazione dei risultati deve essere eseguita avendo ben presente che si tratta di un modello ideale da non confondere con il materiale reale.

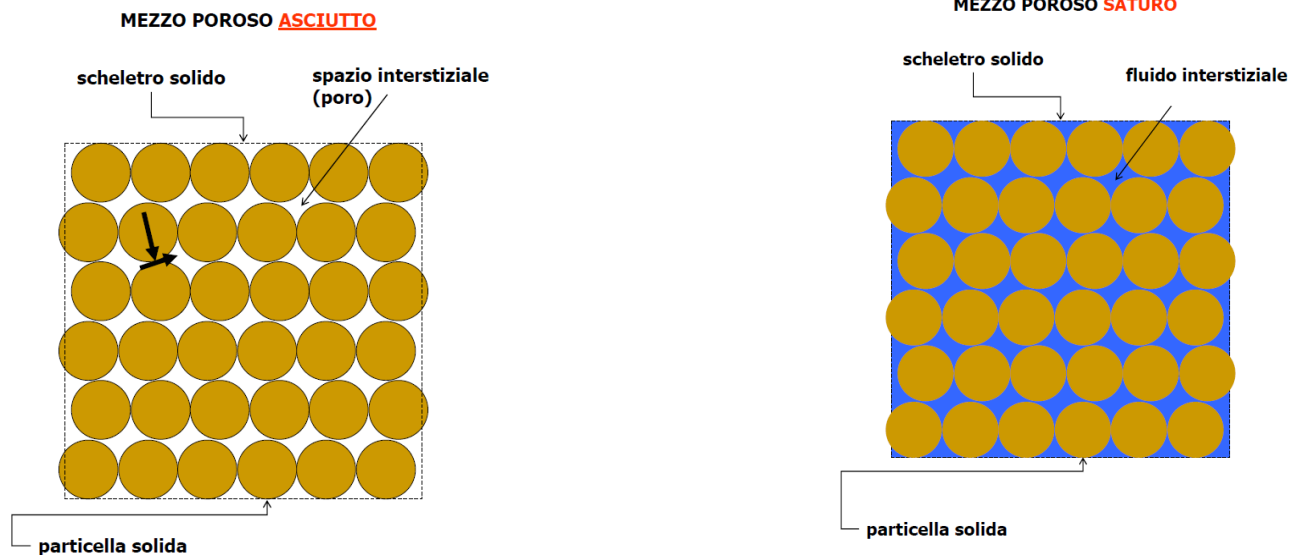
Per arrivare alla soluzione del problema reale bisogna mettere d'accordo e collegare questi tre aspetti empiricamente (cioè con i risultati dell'osservazione e dell'esperienza); l'empirismo risulta necessario a causa della complessità di un materiale come il terreno.

Molti dei procedimenti di progettazione e di costruzione derivano in modo rilevante da varie esperienze positive e, se usati correttamente, danno buoni risultati; possono diventare pericolosi quando vengono considerati come leggi fondamentali di comportamento del terreno.

I tre aspetti prima indicati, uniti all'empirismo, formano quindi la GEOTECNICA.

La trattazione di molti problemi geotecnici risente delle difficoltà che s'incontrano nell'evidenziare adeguatamente i tre aspetti e il diverso peso che, volta per volta, assumono nella soluzione del problema.

Il terreno può essere considerato quasi sempre un materiale costituito da sedimenti e da depositi di particelle derivate dalla disintegrazione della roccia, e spesso contiene, nei vuoti tra le particelle, acqua e aria o gas diversi; ne consegue che il comportamento del terreno dipende sia dalle proprietà fisiche dei suoi costituenti – solido, liquido e gassoso nel loro stato – sia dalle proprietà fisiche del complesso.



Determinazione delle caratteristiche dei terreni.

Uno degli argomenti principali trattati dalla **GEOTECNICA** è quello della determinazione delle caratteristiche fisiche del terreno che in genere vengono suddivise in: **caratteristiche generali o di classificazione, caratteristiche idrauliche e caratteristiche meccaniche.**

Tra le caratteristiche generali si hanno:

- il peso specifico della sostanza solida;
- il peso specifico dell'acqua, il peso dell'unità di volume del materiale al naturale, quello del materiale secco, quello del materiale saturo e quello del materiale immerso in acqua;
- la porosità e l'indice dei pori; il contenuto d'acqua;
- il grado di saturazione.

Per la classificazione si utilizzano: **la granulometria per tutte le terre ed i limiti di Atterberg per le terre a grana fine** (in prevalenza limi e argille).

Le prove per la determinazione di queste caratteristiche sono normalizzate secondo norme italiane e/o straniere.

L'ideazione e la messa a punto delle **prove per la determinazione dei parametri che possono definire le caratteristiche idrauliche e meccaniche delle terre** sono legate a una successione di sperimentazioni e alla definizione di concetti ed espressioni base che è iniziata nel 19° secolo con Coulomb, Rankine, Collin, Darcy, Boussinesq e Reynold, ma ha avuto un grande sviluppo nella prima metà del secolo 20° specialmente ad opera di Terzaghi, Fellenius, Casagrande, Irgensson, Rendulic, Hvorslev, Proctor, Buisman, Krey, Taylor e Skempton.

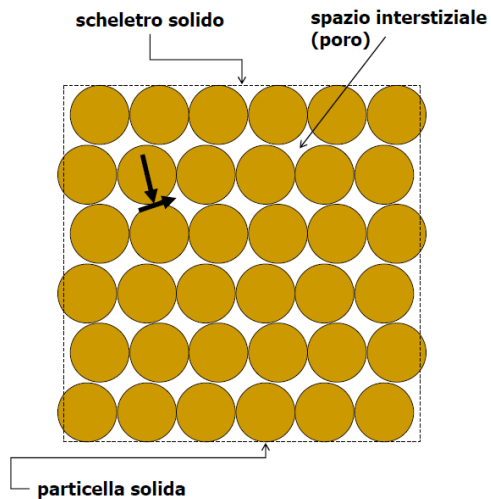
È in questo periodo che da Terzaghi viene enunciato il **principio della pressione effettiva o intergranulare** con la relazione $p = p_i - u$, dove p_i è la pressione effettiva e u è l'eccesso di pressione dell'acqua nei pori nel terreno saturo sia con acqua in quiete che con acqua in moto.

Sempre da Terzaghi vengono proposti anche la **teoria della consolidazione unidimensionale** con il coefficiente di consolidazione c_v e i parametri di compressibilità a_v , m_v e C_c nella prova edometrica.

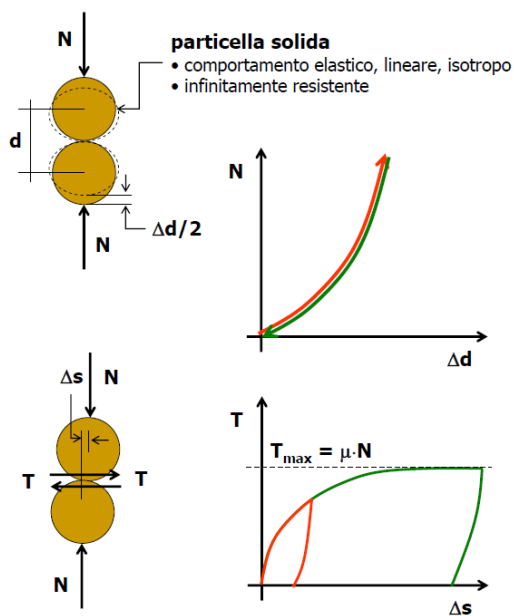
Da Terzaghi e Casagrande è poi **definita la pressione di preconsolidazione**, cioè la massima tensione di consolidazione cui è stato sottoposto il terreno, ed è evidenziata la presenza di argille normalmente consolidate per le quali la pressione effettiva esistente attualmente è uguale a quella massima di preconsolidazione che ha agito nel passato e di argille sovraconsolidate per le quali la pressione effettiva esistente è minore di quella massima che ha agito nel passato.

L'accettazione del principio della pressione effettiva, della teoria della consolidazione e del concetto della pressione di preconsolidazione ha consentito di studiare con buoni risultati il comportamento dei terreni argillosi e limosi sia sperimentalmente che teoricamente, e in pratica ha dato luogo all'affermarsi della **GEOTECNICA** con enormi progressi nella progettazione e costruzione.

MEZZO POROSO **ASCIUTTO**

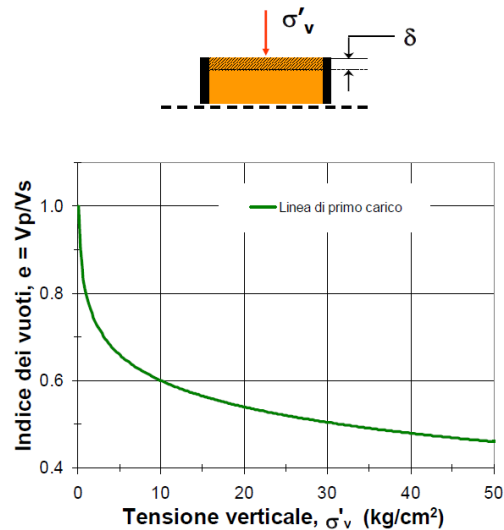


INTERAZIONE GRANO-GRANO

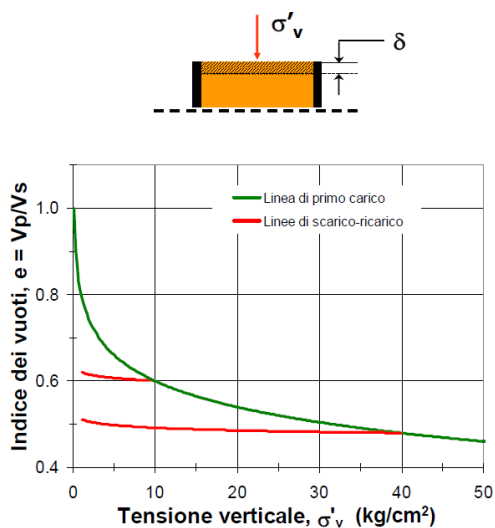


COMPORTAMENTO NON LINEARE ed ELASTO-PLASTICO

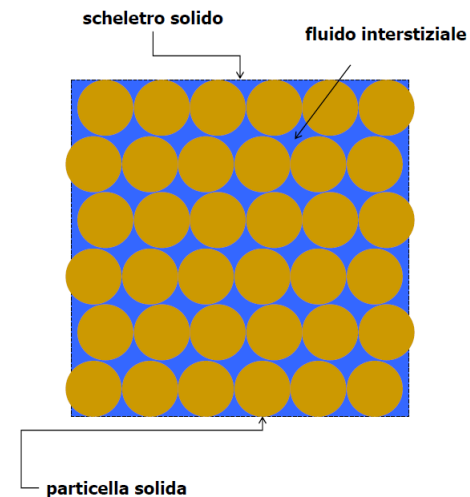
esempio della compressione a sezione trasversale costante



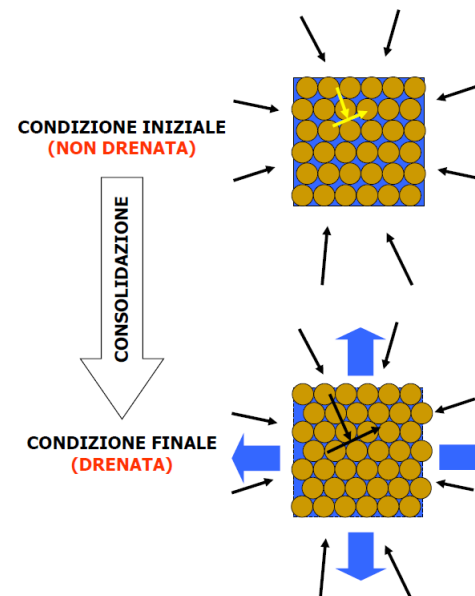
MEMORIA DELLA STORIA TENSIONALE



MEZZO POROSO **SATURO**



INTERAZIONE TRA LE FASI



Il **terreno** è la roccia sciolta o lapidea in sito ovvero nella sua sede naturale.

Nella pratica geotecnica le rocce sciolte sono indicate come: **terreni** o **terre** mentre le rocce lapidee come: **rocce**; nel loro assetto in sito queste ultime sono indicate come **ammassi rocciosi**.

I **grani** o **granelli** delle rocce sciolte sono le singole parti solide che sono separabili senza esercitare frantumazione.

Il terreno può essere costituito da **formazioni** di rocce relativamente omogenee ovvero di rocce che hanno una struttura più o meno **complessa**.

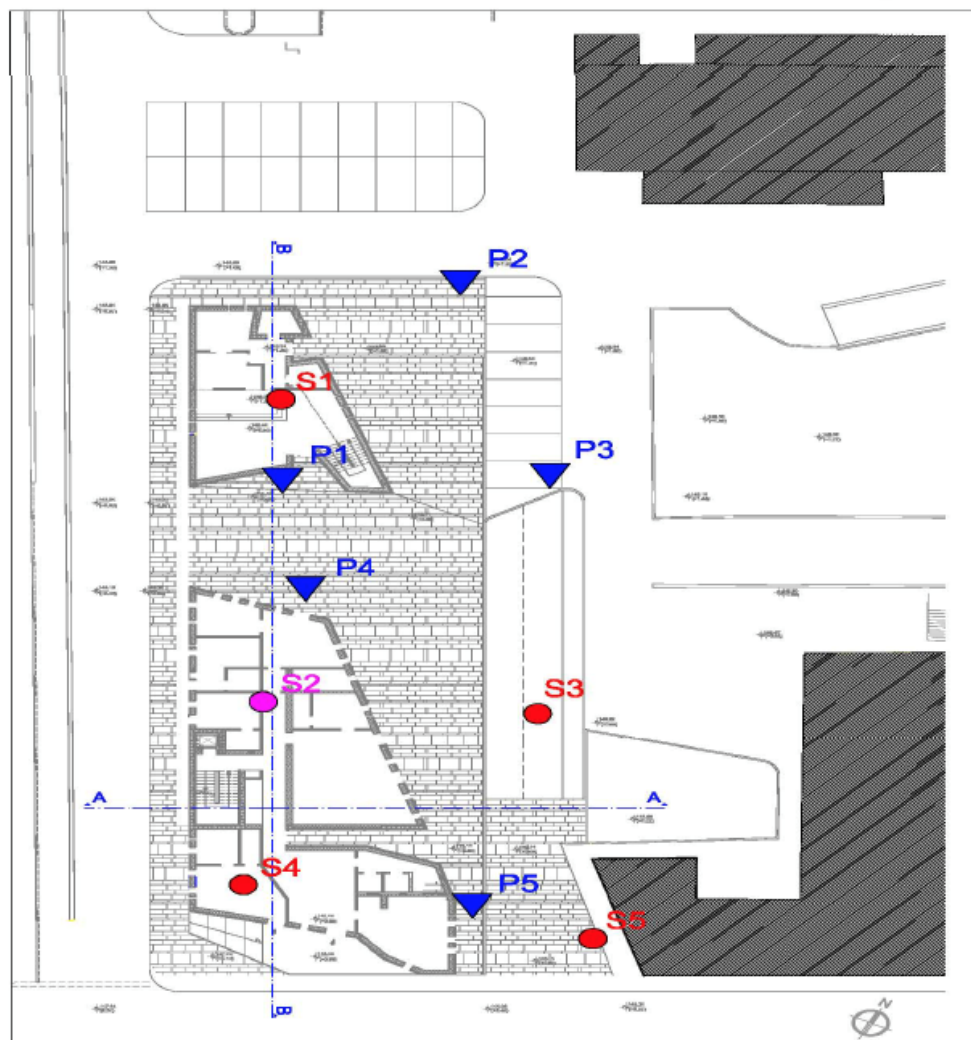
Il **campione** è un elemento di volume rappresentativo del terreno; i **provini** sono parti del campione, sulle quali si eseguono le prove in laboratorio.

Per identificare il sistema geotecnico e, più in particolare, il terreno su cui interagisce un'opera di ingegneria occorre sviluppare un piano di **indagini**, che comprendono rilevamenti, esplorazioni, campionamenti, esperimenti e prove in sito e in laboratorio.

I dati sono elaborati ed interpretati per costruire un **profilo geotecnico** del terreno, corredato dei risultati di **prove di identificazione**.

Il profilo geotecnico si pone alla base della **caratterizzazione geotecnica**, che è necessaria per ogni ricerca progettuale. Esso deve essere opportunamente correlato al **profilo geologico** che illustra la costituzione del terreno sotto l'aspetto geologico.

Planimetria di ubicazione delle indagini



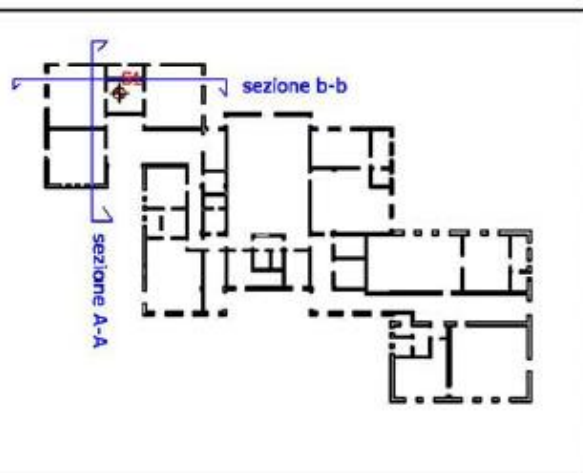
S1 Sondaggio meccanico a carotaggio continuo della profondità di 15,0 ml strumentato con piezometro a tubo aperto.

S2 Sondaggio meccanico a carotaggio continuo della profondità di 34,0 ml strumentato per prova down hole.

P5 Prova penetrometrica statico-dinamica.

Sezioni geologiche

Scala 1:200



Limo con argilla e argilloso, debolmente sabbioso, talora debolmente ghiaioso. Colore marrone avana brunoastro.



Limo argilloso sabbioso con ghiaia. Colore da marrone bruno giallastro.



Limo con sabbia e sabbioso, argilloso, color marrone avana; con ghiaia da spigolosa a subarrotondata.

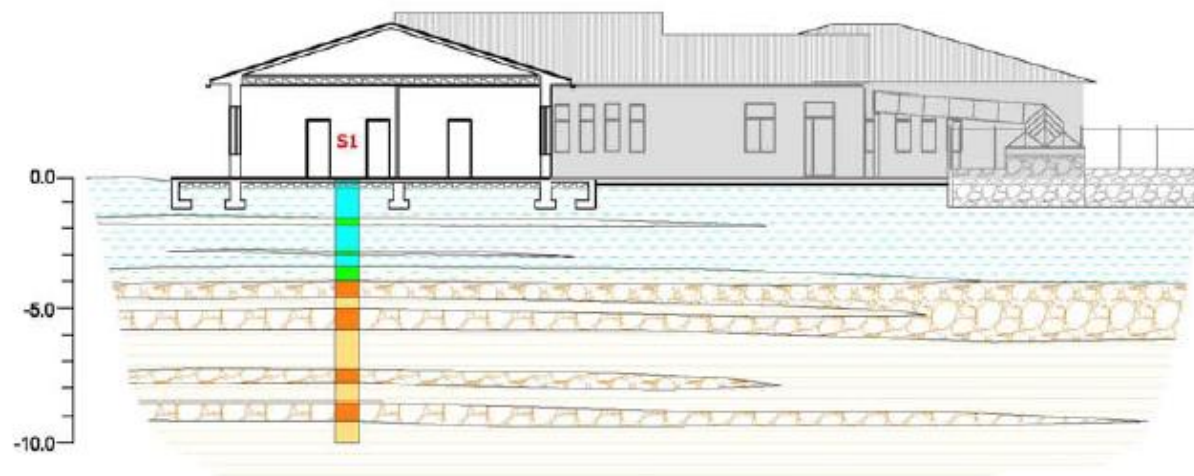


Ghiaia, generalmente fine, da spigolosa a subarrotondata in matrice sabbiosa limosa color marrone.

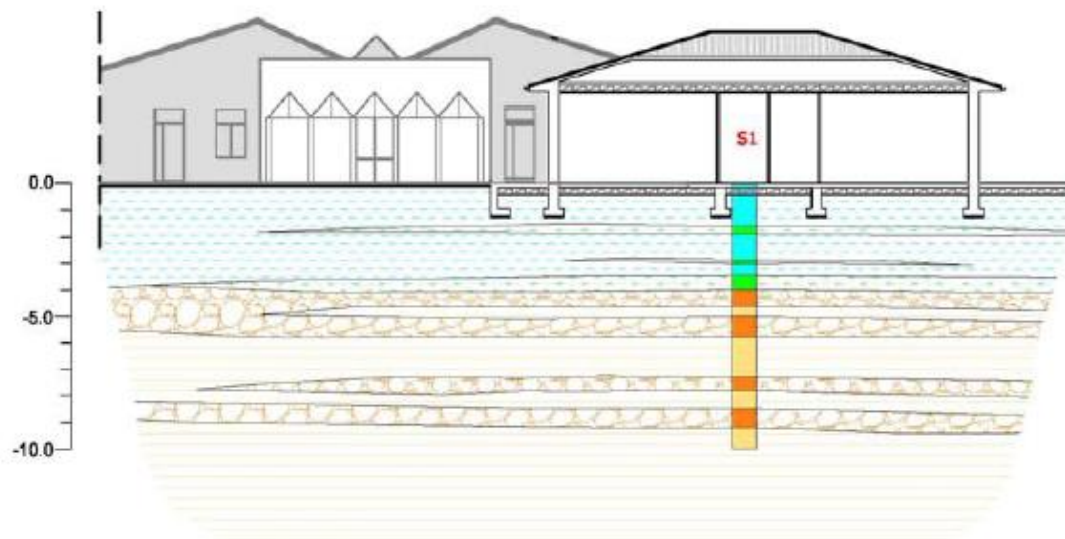


Livello piezometrico (assente in data 09.10.08)

SEZIONE A - A



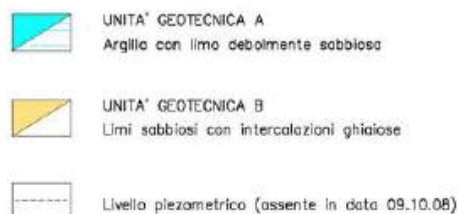
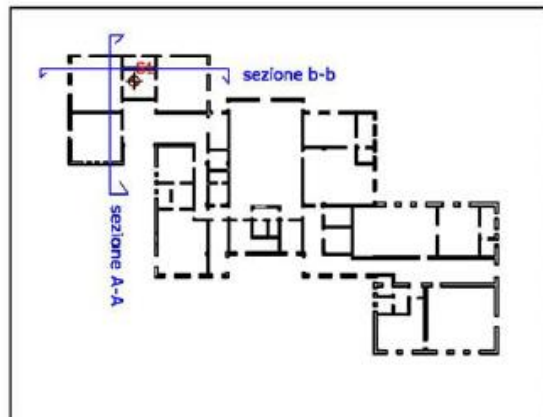
SEZIONE B - B



Sezioni geotecniche

Scala 1:200

SEZIONE A - A



Valori medi (Vm)

Unità A – Terreno vegetale – (Spessore 0.50 m). Si trascura.
Argilla con limo debolmente sabbiosa (Spessore 3.40m):

peso dell'unità di volume	$\gamma = 1,96 \text{ t/mc}$
resistenza al taglio non drenata	$C_u = 0,76 \text{ kg/cm}^2$
resistenza al taglio drenata	$c' = 0,42 \text{ kg/cm}^2$; $\phi' = 20^\circ$
modulo edometrico	$E_{ed} = 50 \text{ kg/cm}^2$

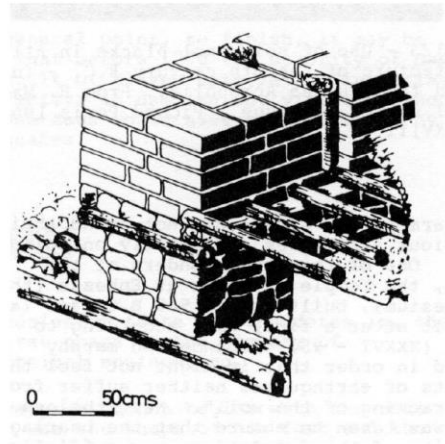
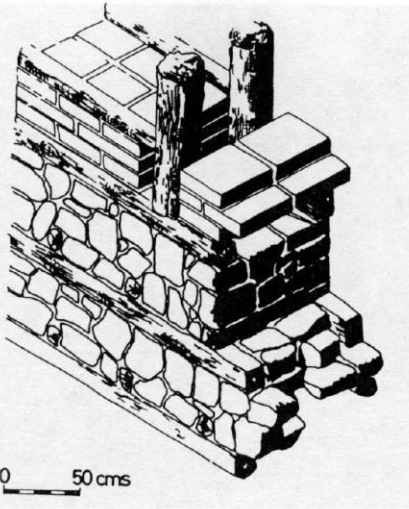
Unità B - limi sabbiosi con passate ghiaiose (Spessore 6.55m)

peso dell'unità di volume	$\gamma = 2,0 \text{ t/mc}$
densità relativa	$D_r = 80\%$
resistenza al taglio drenata	$\phi' = 44^\circ$
resistenza al taglio a volume costante	$\phi_{cv} = 36^\circ$
modulo edometrico	$E_{ed} = 400 \text{ kg/cm}^2$
potenziale di liquefazione : inesistente	

SEZIONE B - B

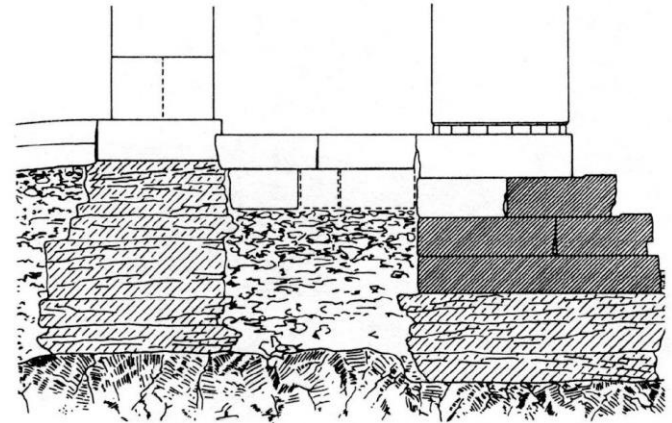


Earthquake protection



(Palace at Beycesultan, Anatolia)

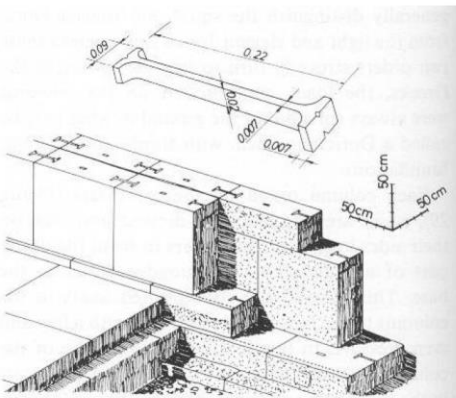
Isolated footings



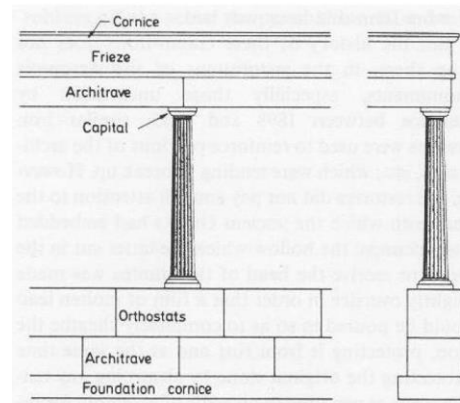
(Delos)

Stylobates at Delos

- iron clamps:
- uniform load spreading
 - prevention of dislocation (earthquakes)

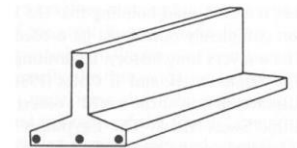


Underground Doric order

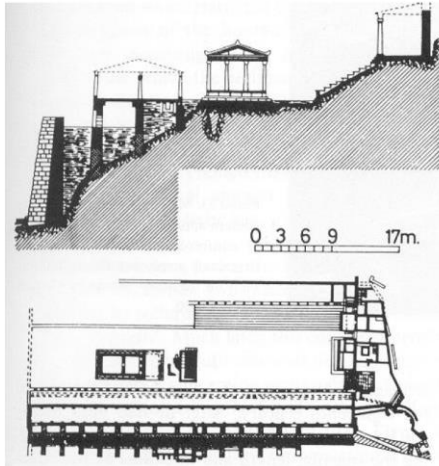


- columns: load concentration
- stylobates(orthostats):
long blocks of dressed stone
(column foundation wall)
- wider foundation base

Present adaptation:



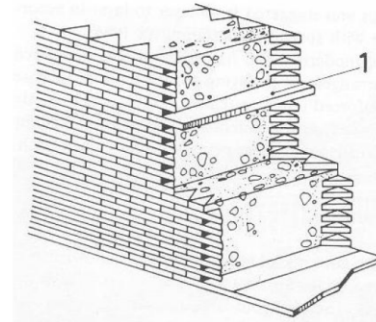
Retaining walls — Pergamum



retaining wall for the terrace
of the Temple of Demeter
at Pergamum
(about 2nd century BC)

Invention of concrete

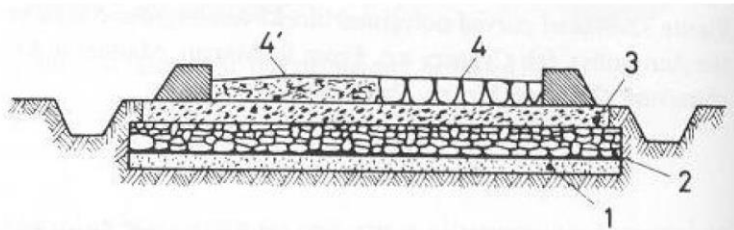
concrete — from Latin 'concreescere' = 'to grow together'



concrete cast between a formwork
in brick for foundations
1: wooden tie-bar

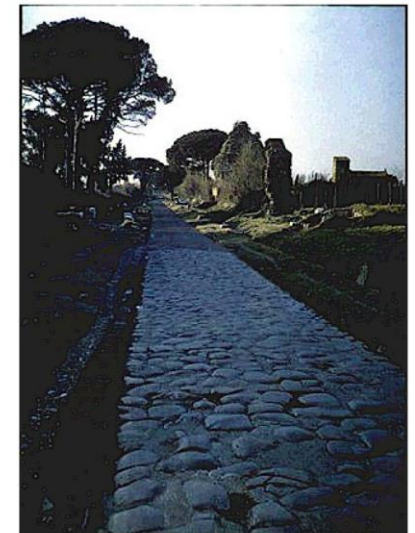
application: e.g. concrete raft for the foundation of Colosseum

Roman military roads



- 1: The 'statumen' (20 to 30 cm thick): a layer of mortar over a layer of sand (prevents underlying clay from rising)
- 2: The 'rudus' (30 to 50 cm): slabs and blocks of stone with cement mortar joints
- 3: The 'nucleus' (30 to 50 cm): gravel and broken stones mixed with lime to form a kind of concrete (firm core)
- 4: The 'summum dorsum': either stone slabs (4) or gravel concrete (4') (resistant to wear by rain and wheels)

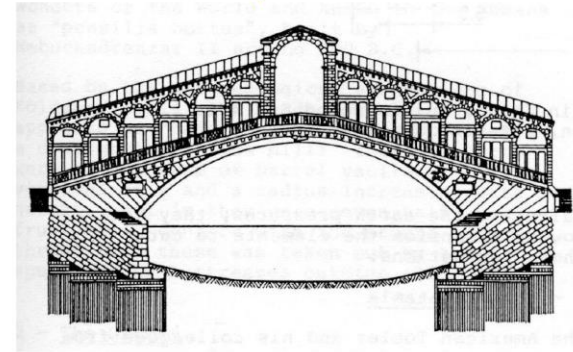
Paved Roman road



Rialto Bridge, Venice

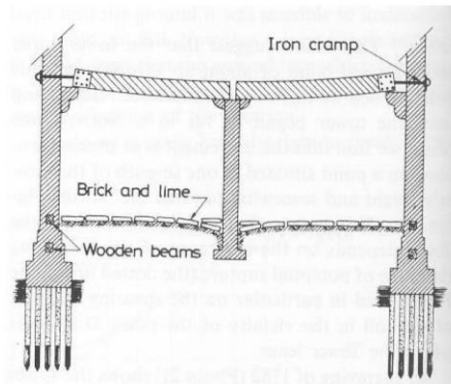
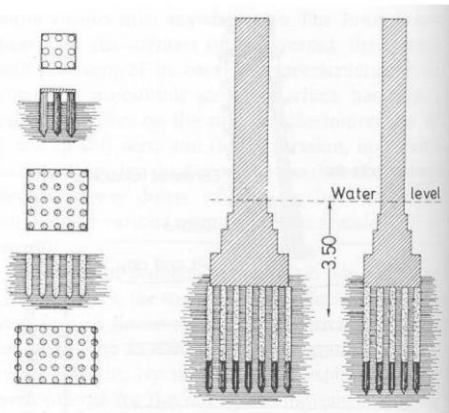


Rialto bridge (Venice, 1588-92)



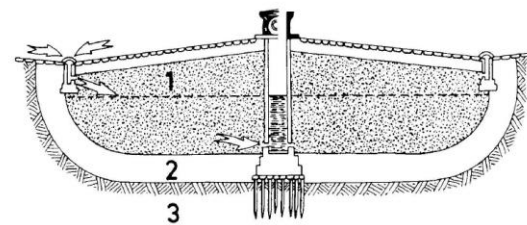
- single span of 26.4 m (designed by Antonio da Ponte)
- alluvium subsoil
- beneath each abutment 600 piles – 15 cm diameter, 3.3 m length (3 groups)
- group effect (fewer longer piles would be more efficient)

Venetian foundations



Venetian wells (underground tanks)

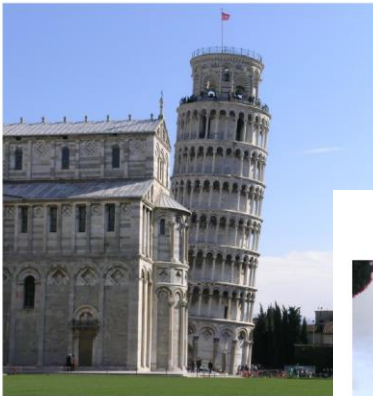
rainfall collection $\leadsto$ sand fill (support and filtration)



1: filtering sand, 2: clay, 3: natural soil

- outer walls on piles
- internal walls on ground preconsolidated by older buildings

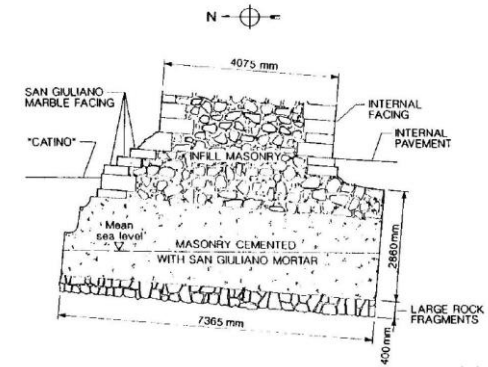
Leaning tower of Pisa (1173-1373)



Banana shape

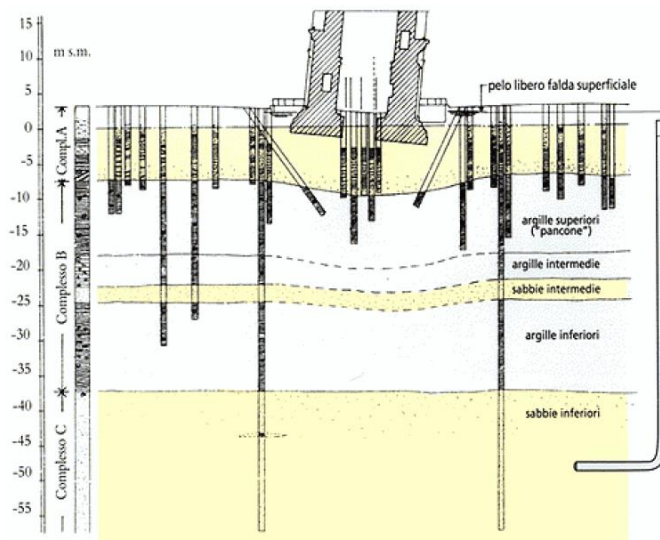


Annular shallow foundation

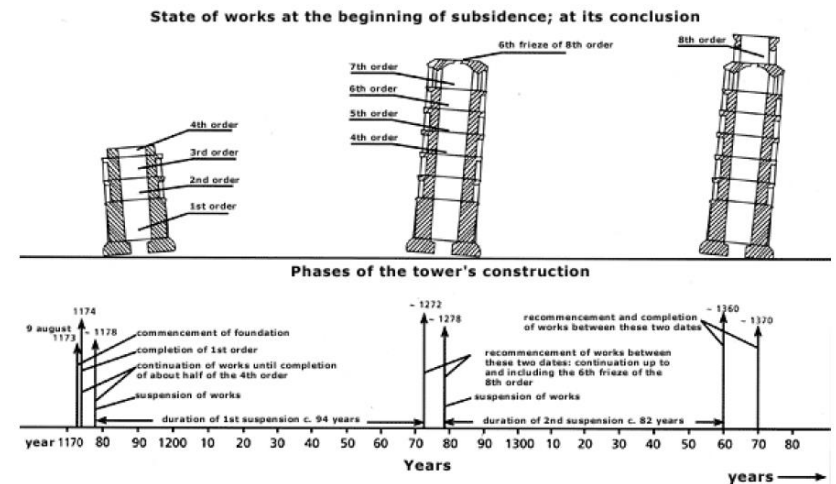


soft ground + too heavy tower $\leadsto$ close to limit equilibrium

Subsoil in Pisa



Leaning history

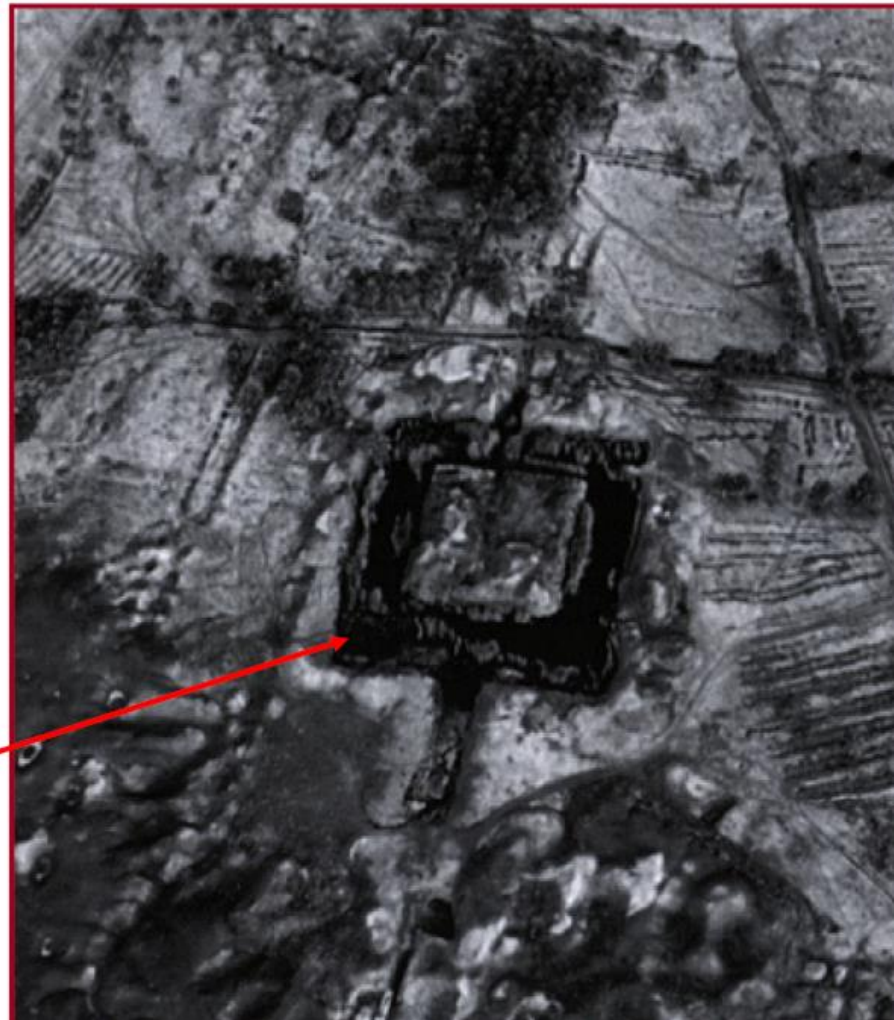


Gli Ziggurat della Mesopotamia sono
gli esempi più antichi di costruzioni in
terra



Zone di
punzonamento
del terreno

Rovine dello Ziggurat di Babilonia



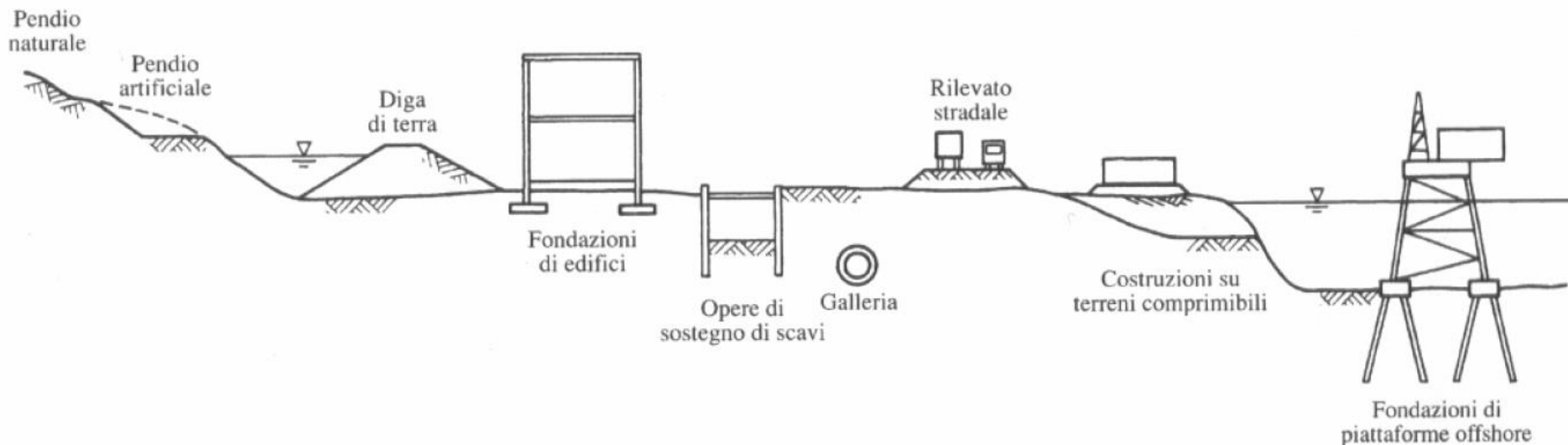
MECCANICA DELLE TERRE – GEOTECNICA

È la disciplina che **studia la risposta meccanica di terreni e rocce**:

1. alle azioni di **superficie** trasmesse da manufatti;
2. alle azioni di **volume** causate da gravità, eventi sismici o moti filtranti;
3. alle **variazioni di geometria** del mezzo associate ad erosione e scavi all'aperto o in sotterraneo.

La **Geotecnica** nasce come una branca dell'Ingegneria, per studiare:

- le opere **a contatto con il terreno** (fondazioni, opere di sostegno, etc.);
- le opere costruite **nel terreno** (gallerie, scavi, etc.);
- le opere costruite **con il terreno** (argini, rilevati, colmate, dighe, etc.);
- alcuni **fenomeni** che si verificano **nel terreno** (frane, subsidenza, amplificazione sismica, etc.)



In base alle Norme Tecniche delle Costruzioni 2018:

- **azioni E e reazioni R** devono essere calcolate e confrontate; nel caso delle opere geotecniche il terreno può essere, al tempo stesso, l'elemento sollecitante e resistente. L'entità delle forze dipende anche dalle caratteristiche del terreno e questo rende, spesso, più complicate le analisi rispetto a situazioni in cui sono coinvolti altri materiali da costruzione (ad es. acciaio, calcestruzzo armato).

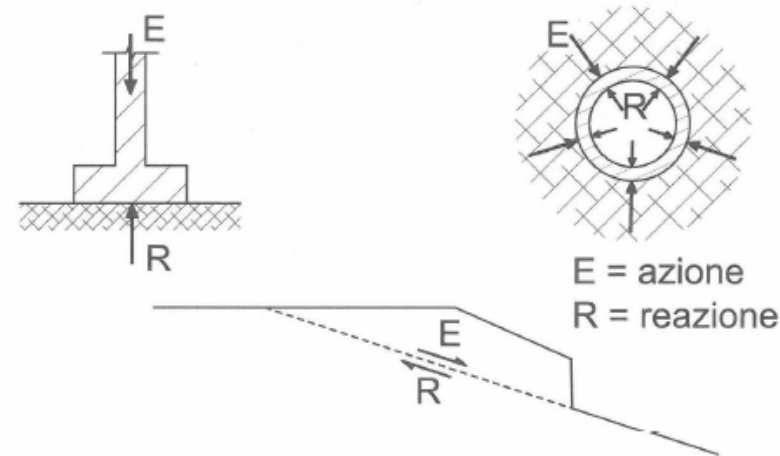
Requisiti comuni alle opere geotecniche sono *stabilità* (resistenza) e *limitati spostamenti* (requisiti validi, in generale, per ogni opera di ingegneria civile);

- alla **stabilità** può associarsi il concetto di **stato limite ultimo (SLU)**, definibile come lo stato «al superamento del quale l'opera non soddisfa più le esigenze per le quali è stata progettata, a causa di fenomeni quali collassi strutturali, instabilità, crolli e comunque fenomeni che mettono fuori servizio irreversibilmente l'opera»;
- nel caso delle opere geotecniche, grandissima rilevanza hanno anche gli **aspetti legati agli spostamenti**, riferibili allo **stato limite di esercizio (SLE)**, definibile come la condizione «superata la quale l'opera non soddisfa più le esigenze per le quali è stata progettata, a causa di perdita di particolari funzionalità tipiche dell'esercizio, dovute a danneggiamenti locali, eccessivi spostamenti e deformazioni, eccessive vibrazioni»;

da notare che: in un *sistema geotecnico* a causa di particolari differenze tra i peculiari comportamenti del terreno e quelli di altri materiali da costruzione, non necessariamente il raggiungimento di uno stato limite (ultimo o di esercizio) nel terreno corrisponde allo stesso stato limite nella struttura che con esso interagisce.

In definitiva, per la progettazione di opere ed interventi di tipo geotecnico, è necessario valutare con particolare attenzione il comportamento del terreno in esame.

Si deve perciò effettuare una caratterizzazione fisico-meccanica, che viene condotta generalmente tramite prove sperimentali specifiche e che serve come base per la modellazione della risposta dell'insieme opera terreno.



INGREDIENTI PER UNA CORRETTA SOLUZIONE DI UN PROBLEMA GEOTECNICO

MECCANICA DEI TERRENI
Relazioni costitutive
Analisi dei problemi al finito

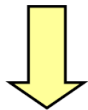
GEOLOGIA, INDAGINI
Conoscenza della storia geologica
Adeguate conoscenza del sottosuolo

ESPERIENZA
Analisi di esperienze precedenti

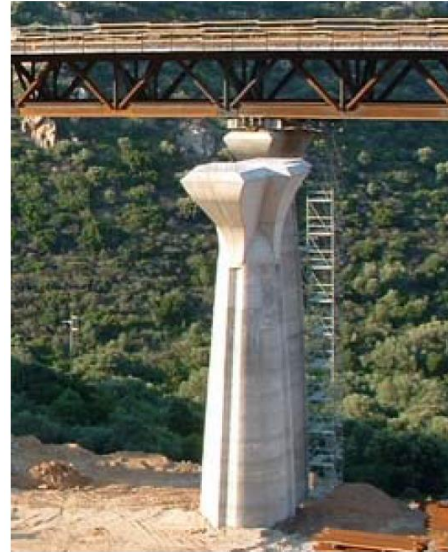
ECONOMIA
Confronto tra soluzioni alternative



**NECESSITÀ DI EFFETTUARE
VALUTAZIONI QUANTITATIVE**



MODELLAZIONE



**MODELLAZIONE DI
COSTRUZIONI
ESEGUITE CON
MATERIALI
INDUSTRIALI**

Caratteristiche “note”



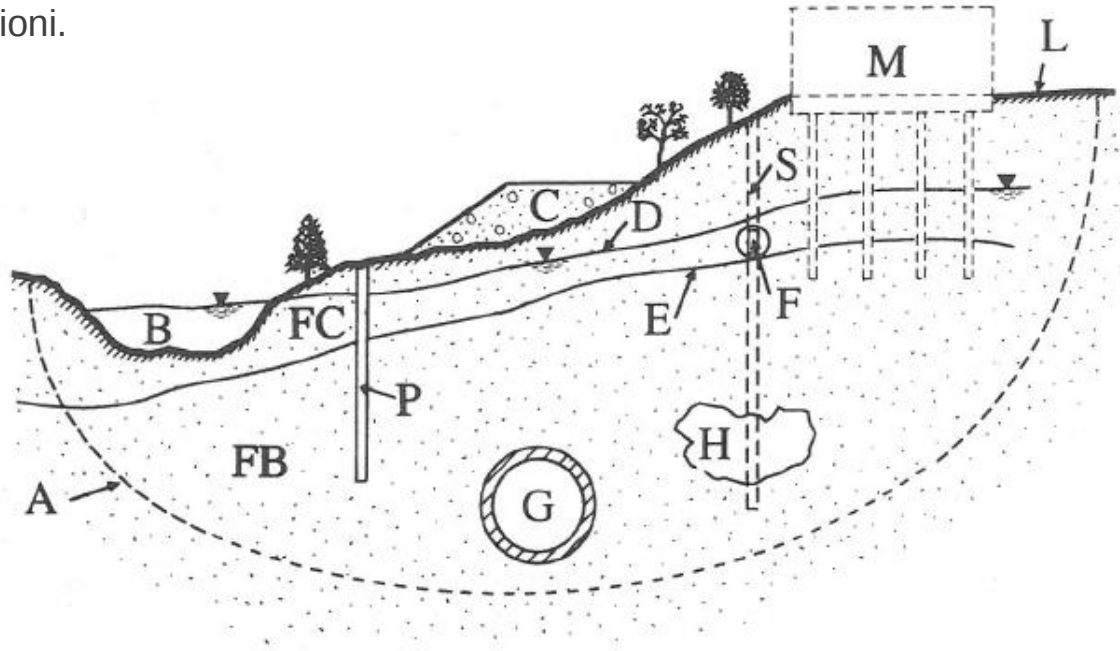
**MODELLAZIONE DI COSTRUZIONI INTERAGENTI O
COSTRUITE CON MATERIALI NATURALI**
Caratteristiche del materiale non note a priori

Allo **studio di ogni problema geotecnico** è necessario premettere l'**identificazione** del **sistema geotecnico**, al quale si fa riferimento nell'attività progettuale e costruttiva per impostare analisi e scelte.

A tal fine occorre delimitare una porzione T del sottosuolo nell'intorno del manufatto M in progetto, comprendendo, se necessario, le attigue costruzioni esistenti.

Le dimensioni di T vengono scelte caso per caso con criteri cautelativi, in dipendenza del tipo di problema e della costituzione del sottosuolo.

Spesso, nel fissare il volume di T, è necessario procedere per tentativi dopo indagini e calcoli preliminari di tensioni e deformazioni.



Il sistema geotecnico:

A: superficie limite del sistema geotecnico; **FB:** formazione di base; **E:** tetto della formazione di base; **FC:** terreni di copertura; **D:** superficie libera della falda; **L:** superficie topografica; **B:** corso d'acqua; **C:** rilevato; **G:** manufatti nel sottosuolo; **H:** cavità nel sottosuolo; **M:** manufatto in progetto; **S:** sondaggio; **F:** campione; **P:** piezometro

Per identificare compiutamente il terreno sotto l'aspetto geotecnico occorre considerare le **proprietà** cosiddette **indici**, che sono correlate alle **proprietà meccaniche** che intervengono direttamente nelle analisi di meccanica dei terreni e delle rocce.

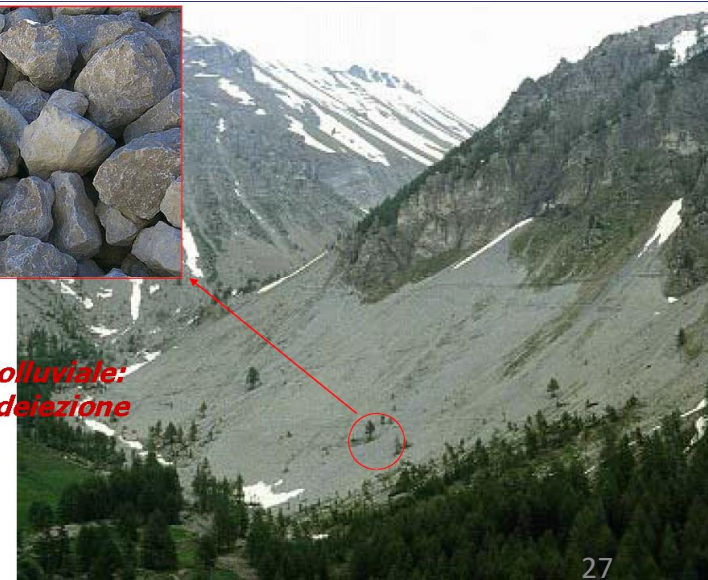
A loro volta le proprietà indici dipendono dai **processi** da cui i terreni e le rocce hanno avuto origine e, più in generale, dall'ambiente naturale, oggetto di studio delle discipline geologiche.

Caratteristiche di alcuni tipi di depositi

Deposito	Descrizione
Alluvionale	Formatosi per erosione, trasporto in acqua e deposizione in ambiente continentale, è spesso stratificato con livelli di materiali sabbioso e ghiaioso intervallati a livelli limosi e argillosi.
Colluviale	Formatosi alla base di rilievi montuosi, la sua composizione dipende dalla roccia che costituisce i sovrastanti rilievi.
Lacustre	Formatosi per sedimentazione in acque calme, è composto principalmente da sedimenti compresi tra le sabbie fini e le argille
Marino	Formatosi per deposizione di sabbie, limi e argille in acqua salmastra, è caratterizzato generalmente da una maggiore uniformità e dalla presenza di scheletri di organismi marini e conchiglie
Glaciale	Formatosi a seguito del trasporto operato dai ghiacciai, è caratterizzato dalla presenza di tutte le frazioni, inclusi ciottoli e blocchi di roccia.
Eolico	Formatosi per selezione e trasporto di particelle di sabbia operato dal vento è particolarmente uniforme.



**Deposito colluviale:
Conoidi di delazione**



FONDAZIONI

Tutte le strutture civili (edifici, ponti, muri, ecc.) sono vincolate al terreno attraverso una “struttura di fondazione”, che va opportunamente dimensionata.



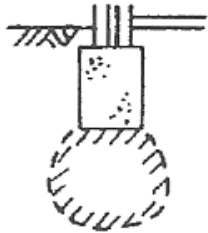
Il vincolo terreno, sollecitato attraverso la fondazione, non deve collassare o essere troppo cedevole (cioè, produrre cedimenti incompatibili con la statica e/o la funzionalità della sovrastruttura).

La soluzione del problema richiede tipicamente la valutazione:

- della capacità portante della fondazione;
- dei cedimenti indotti in condizioni di esercizio.

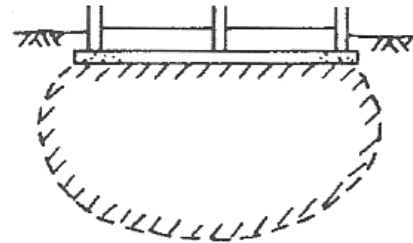
Fondazioni superficiali e profonde

Plinti



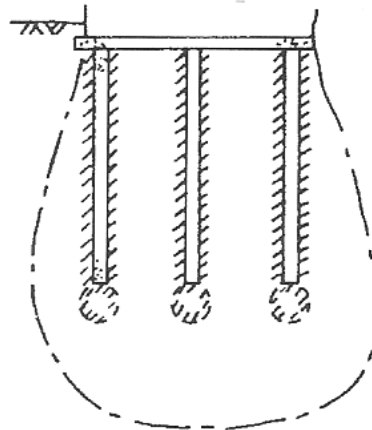
Resistenza
Compressibilità
Deformabilità

Travi e piastre



Resistenza
Compressibilità
Deformabilità
Consolidazione

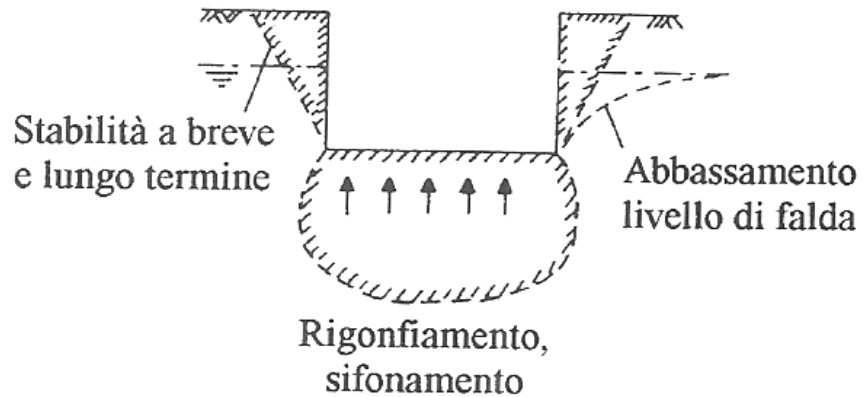
Palificate



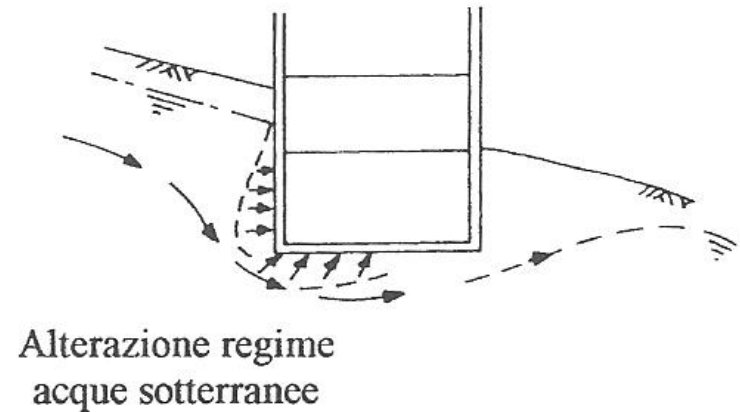
Resistenza
Deformabilità

Scavi a cielo aperto ed in sotterraneo

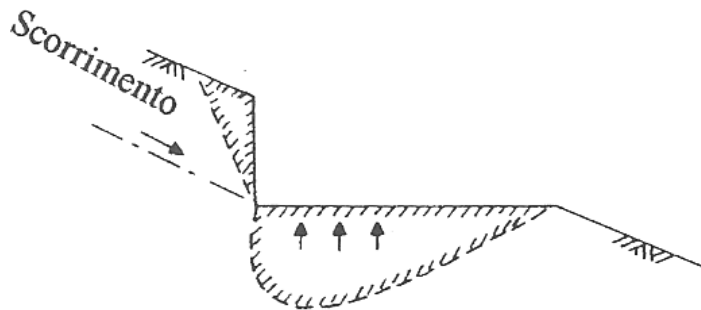
Scavi a cielo aperto sotto falda



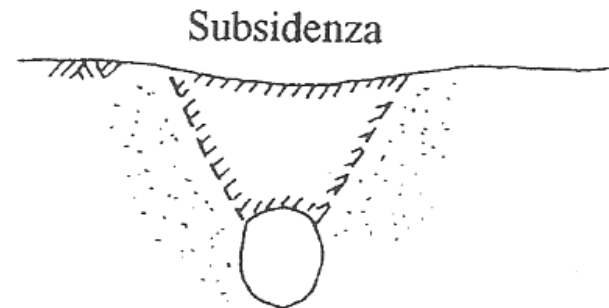
Scavi sostenuti



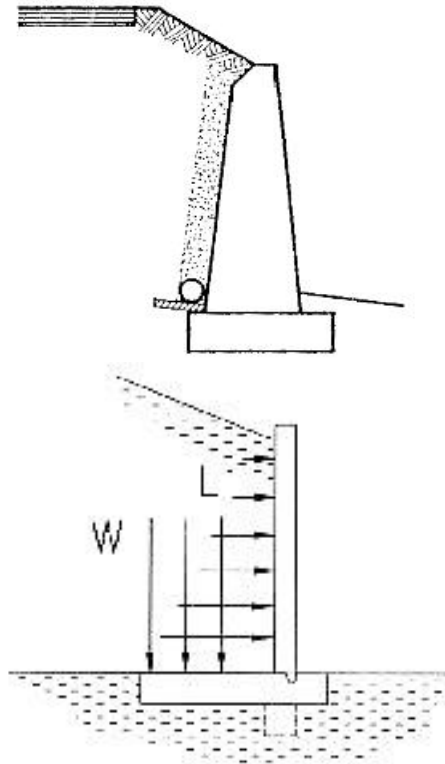
Scavi su pendio



Scavi in sotterraneo



OPERE DI SOSTEGNO



Occorre in genere:

- determinare le azioni esercitate dal terreno sulla struttura di sostegno;
- regolare il regime delle acque a tergo del muro;
- determinare le azioni esercitate in fondazione;
- verificare il muro al ribaltamento ed allo scorrimento;
- verificare gli elementi strutturali.

COSTRUZIONI IN TERRA (rilevati e argini)

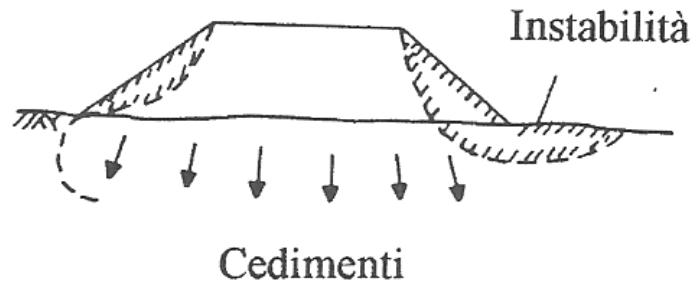


È necessario:

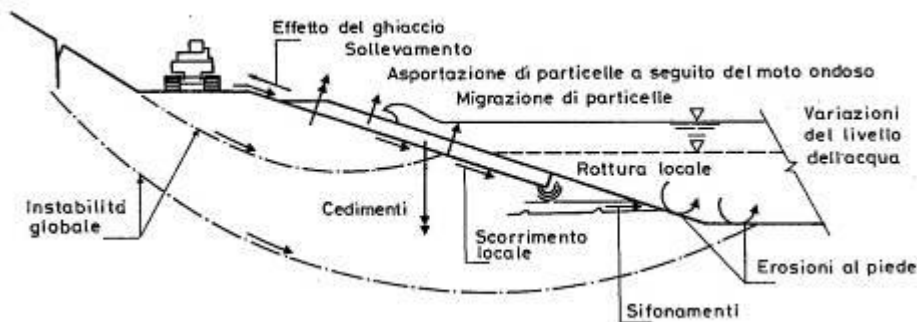
- verificare i cedimenti in condizioni di esercizio;
- valutare la sicurezza nei confronti della stabilità delle scarpate;
- analizzare il comportamento idraulico (ove richiesto).

MANUFATTI IN MATERIALI SCIOLTI

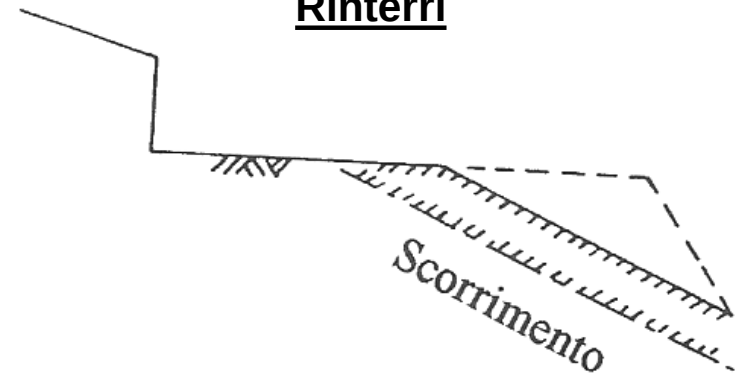
Rilevati stradali e ferroviari



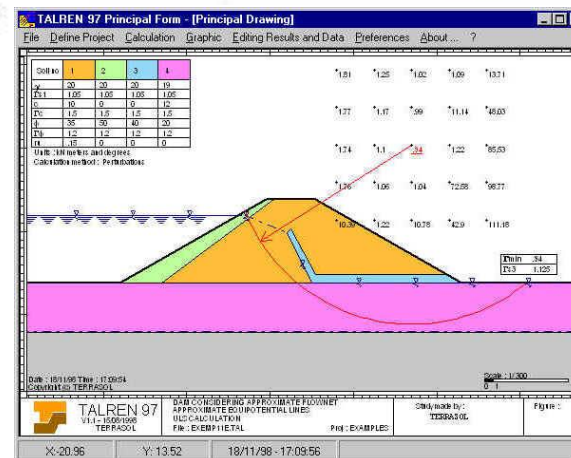
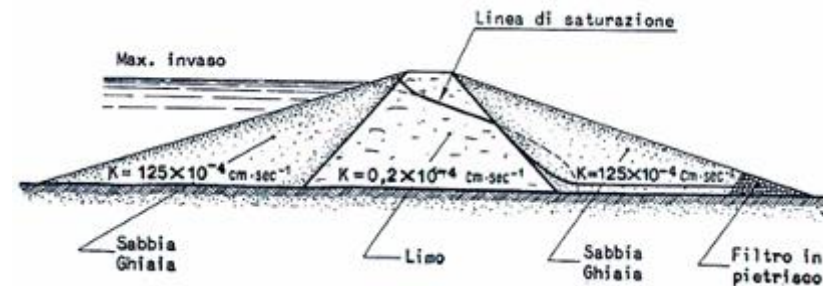
Argini fluviali



Rinterri

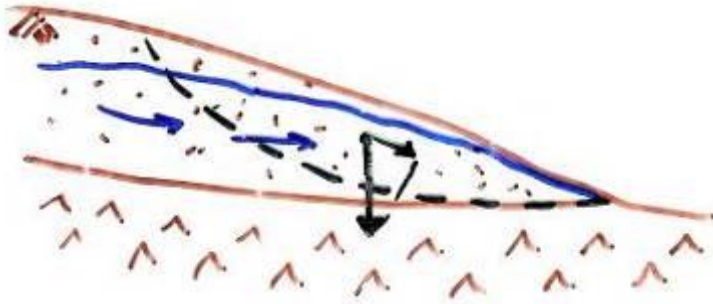


Dighe in terra

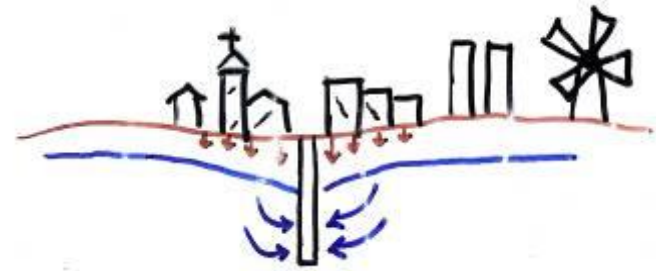


DIFESA DEL TERRITORIO DAI RISCHI NATURALI

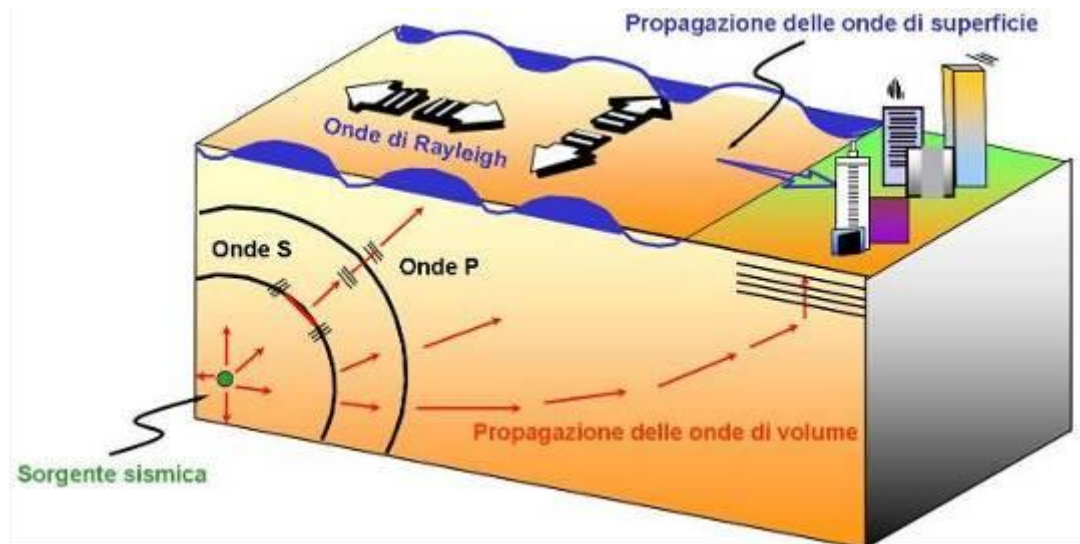
STABILITÀ DEI PENDII NATURALI



SUBSIDENZA GRANDI AREE



RISPOSTA SISMICA DEL SOTTOSUOLO



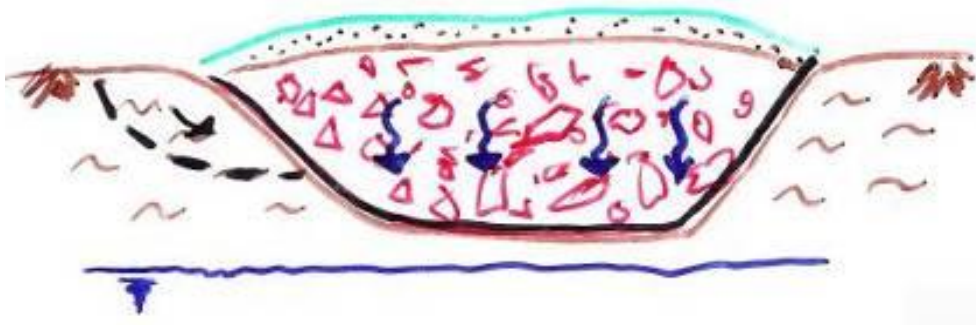
STABILITÀ DEI PENDII



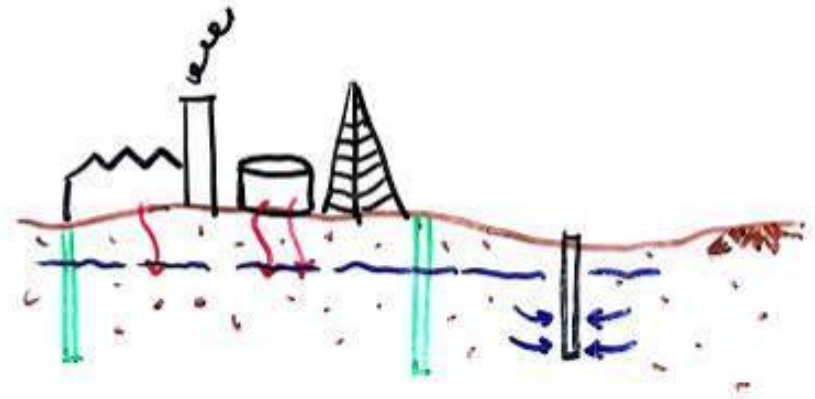
Tipicamente si adoperano procedure sperimentali e teoriche per la valutazione della sicurezza di pendii e per l'analisi diagnostica di movimenti franosi in atto o già avvenuti.

DIFESA DEL TERRITORIO DAI RISCHI ANTROPICI

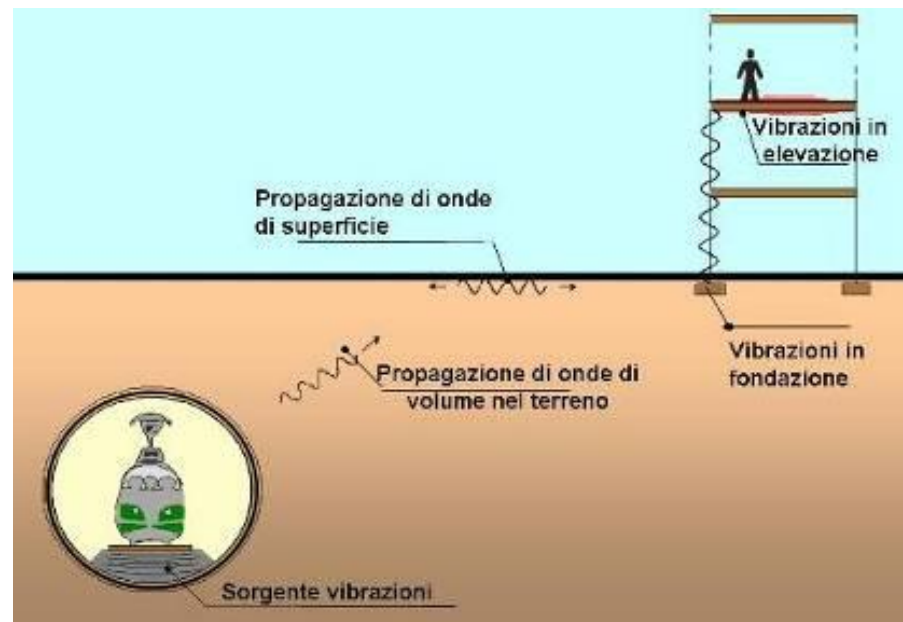
DISCARICHE RSU



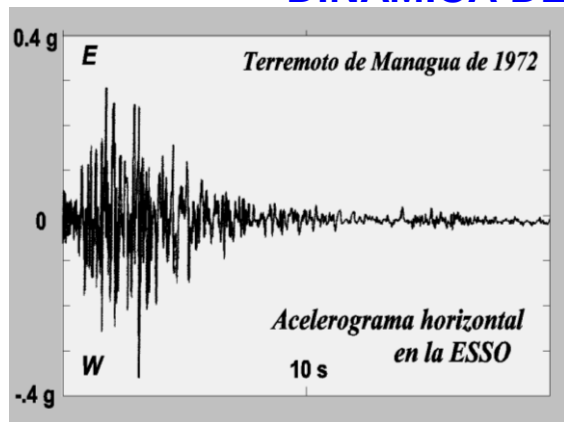
INQUINAMENTO DEL SOTTOSUOLO



VIBRAZIONI AMBIENTALI



DINAMICA DELLE TERRE E DELLE ROCCE



QUESITI CUI DEVE RISPONDERE LA GEOTECNICA

- ❑ Qual è lo stato tensionale all'interno di un ammasso di terreno indotto da una certa struttura?
- ❑ Qual è il cedimento a cui sarà soggetta una struttura e in quanto tempo maturerà?
- ❑ Quale è la stabilità di una struttura fondata nel terreno e che tipo di fondazione sarà necessaria?
- ❑ Quale è il grado di stabilità di uno scavo o di un versante? Come è possibile incrementarlo?
- ❑ Che problemi di filtrazione e stabilità ci sono in uno scavo sotto falda o in un argine e come si controllano ?

Per rispondere a queste ed altre domande l'Ingegneria Geotecnica utilizza i concetti della meccanica del continuo (conservazione della massa, equilibrio, congruenza, legame costitutivo) per formulare modelli di calcolo.

Sondaggi con campionamento e prove di laboratorio

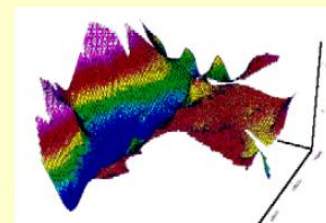


Modellazione costitutiva

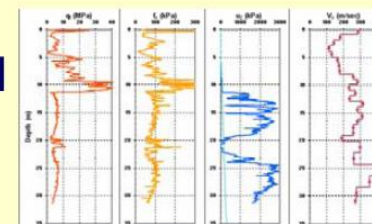
Valutazione dei parametri
 D_{50} , U , γ , $e_0(n)$, w , S_r , Ψ , D_R , K_σ , OCR
 G_σ , ν' , E' , E_u , ϕ' (M), c' , D , c_u
 $C_c(\lambda)$, $C_r(\kappa)$, C_α , V_p , V_s , V_R , k , c_v

Modellazione costitutiva

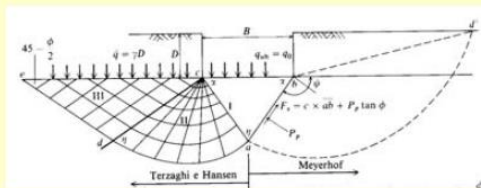
Indagini geofisiche



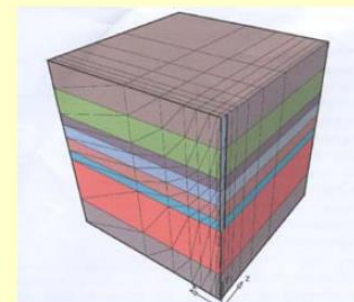
Prove in posto



Metodi analitici



Simulazioni numeriche



ALCUNE DEFINIZIONI

L'ACQUA IN QUIETE

Acqua libera: acqua libera di muoversi attraverso gli elementi solidi sotto l'influenza della gravità.

Acqua di assorbimento: acqua trattenuta **meccanicamente** nel terreno.

Acqua di adsorbimento: acqua trattenuta da **forze chimico-fisiche** nel terreno.

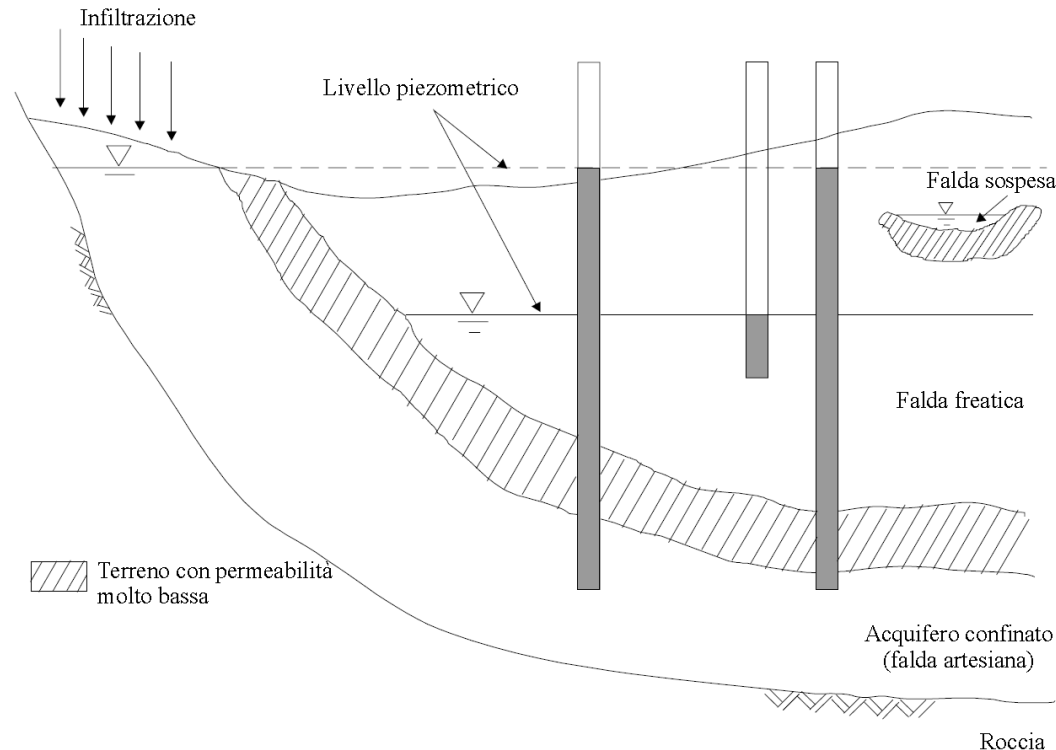
Pressione idrostatica: pressione in un **liquido in quiete** (condizioni statiche), pari al prodotto del peso specifico del liquido e della profondità dalla superficie piezometrica.

Superficie piezometrica: superficie in corrispondenza della quale la **pressione idrostatica relativa è uguale a zero** (e quella assoluta pari alla pressione atmosferica).

Quota piezometrica: elevazione rispetto ad una quota di riferimento del livello dell'acqua nel sottosuolo, pari alla somma della quota geometrica e dell'altezza piezometrica.

Piezometro: strumento per misurare la quota piezometrica mediante l'altezza del pelo libero dell'acqua.

Pressione neutra o interstiziale: pressione dell'acqua nei pori di un terreno o di un ammasso roccioso.



L'ACQUA "IN MOTO"

Risalita capillare: altezza al di sopra della superficie piezometrica a cui l'acqua risale per azione della capillarità.

Filtrazione: il moto (flusso) dell'acqua nel terreno, associato ad un gradiente idraulico.

Gradiente idraulico: perdita di carico per distanza unitaria del flusso.

Linea di flusso: traiettoria teorica seguita da una particella d'acqua in un **flusso laminare**.

Linea (superficie) equipotenziale: linea (superficie) di uguale quota piezometrica (potenziale idraulico).

Rete di flusso (o di deflusso): rappresentazione grafica di linee di flusso e linee (superfici) equipotenziari, utilizzata nello studio di fenomeni di filtrazione.

Coefficiente di permeabilità (permeabilità): volume d'acqua passante nell'unità di tempo attraverso una sezione unitaria di un mezzo poroso, sotto un gradiente idraulico unitario.

Acquifero: formazione di terreno saturo (o parzialmente saturo) sufficientemente permeabile da fornire acqua a pozzi o sorgenti.

Sovrappressione interstiziale: pressione interstiziale in eccesso rispetto alla pressione idrostatica.

Condizioni di drenaggio libero (drenate): stati di sollecitazione del terreno saturo in cui è possibile un moto di filtrazione associato a variazioni del contenuto d'acqua.

Condizioni di drenaggio impedito (non drenate): stati di sollecitazione del terreno saturo in cui non sono possibili né filtrazione né variazioni del contenuto d'acqua.

Consolidazione: transitorio tra condizioni di drenaggio impedito e libero di un terreno saturo. Consiste nella graduale riduzione di volume associata ad una diminuzione di contenuto d'acqua, derivante da un incremento di sollecitazioni di compressione.

Terreno coesivo: presenta allo stato secco una considerevole resistenza alla compressione non confinata ed una significativa coesione se immerso in acqua.

Terreno granulare o incoerente: presenta allo stato secco trascurabile resistenza alla compressione non confinata e coesione nulla se immerso in acqua.

Porosità: rapporto tra volume dei vuoti di una massa di terreno e il volume totale.

Compattezza: il grado di addensamento di un terreno granulare, inversamente proporzionale alla porosità.

Contenuto d'acqua: rapporto tra peso dell'acqua di un dato volume di terreno e il peso della parte solida. Se è nullo, il terreno si dice *asciutto*; se è massimo, il terreno è *saturo*.

Consistenza: la difficoltà relativa con cui un terreno fine può essere deformato, in dipendenza dal contenuto d'acqua.

Stato plastico: intervallo di consistenza nel quale un terreno fine presenta proprietà plastiche (di plasmabilità).

Peso dell'unità di volume: peso specifico «apparente» della massa composta dalle particelle solide, dal liquido e dal gas eventualmente contenuti nei vuoti.

IL TERRENO “SOLLECITATO / STRESSATO”

Tensione: sforzo esercitato su un elemento unitario di superficie per effetto di una sollecitazione.

Tensione normale (tangenziale): componente dello sforzo unitario ortogonale (parallela) ad un dato piano.

Tensioni principali: sforzi agenti sui piani lungo cui non agiscono componenti tangenziali.

Tensione totale: sforzo totale agente su un elemento unitario di superficie, **corrispondente alla sollecitazione interna che equilibra i carichi esterni.**

Tensione efficace: sforzo normale, corrispondente alla **forza media per unità di superficie trasmessa tra granulo e granulo**, e pari alla differenza tra tensione totale e pressione interstiziale.

Tensione di sovra-consolidazione: massima tensione efficace alla quale una terra è stata sottoposta nella sua storia geologica.

Deformazione: variazione di dimensioni di un elemento derivante da **contrazione** (variazione di volume) o **distorsione** (variazione di forma).

Rigidezza (modulo di deformazione): rapporto tra sforzi e deformazioni sotto determinate condizioni di carico.

Modulo tangente (secante): pendenza della tangente (secante) nella curva sforzi-deformazioni.

Deformabilità: capacità di **variazione di forma** di una terra, sottoposta ad una sollecitazione di taglio.

Compressibilità: capacità di **riduzione di volume** di una terra, sottoposta ad una sollecitazione di compressione.

Compattazione (costipamento): addensamento di un terreno da costruzione per mezzo di azioni dinamiche.

IL TERRENO “ROTTO”

Snervamento (plasticizzazione): raggiungimento di stati tensionali limite per i quali si osservano deformazioni irreversibili significative.

Duttilità: proprietà di una terra di deformarsi oltre il limite di snervamento **senza apprezzabili** cadute di tensione.

Fragilità: proprietà di una terra di deformarsi oltre il limite di snervamento **con significative** cadute di tensione.

Scorrimento: movimento traslativo di terreno o roccia su una superficie piana o curvilinea, associato a formazione di blocchi rigidi separati da forti discontinuità di deformazioni distorsionali.

Inviluppo di resistenza (inviluppo di Mohr): il luogo di stati tensionali (tangente ai cerchi di Mohr), rappresentanti condizioni di sollecitazioni a rottura, espressi in termini di tensioni normali e tangenziali.

Attrito interno: l'aliquota di resistenza al taglio proporzionale agli sforzi normali tra i granuli.

Coesione: l'aliquota di resistenza al taglio di un terreno in assenza di sforzi normali.

- *Coesione apparente:* c. nei terreni granulari dovuta alle tensioni capillari.
- *Coesione vera:* c. nei terreni granulari cementati o fini, dovuta a legami interparticellari di natura fisico-chimica.

(Stato limite di) equilibrio plastico: stato di sforzo in un terreno deformato sino al punto di mobilitazione della resistenza al taglio.

Equilibrio plastico attivo (passivo): associato a espansione (compressione) della massa di terreno.

Gradiente idraulico critico: gradiente idraulico per il quale gli sforzi normali intergranulari in una massa di terreno incoerente sono annullati dalle sovrappressioni interstiziali.

Sifonamento: instabilità idrodinamica in terreni granulari, prodotta da gradiente idraulico critico.

**PROPRIETÀ IDENTIFICATIVE
E
CLASSIFICAZIONE DELLE TERRE**

Le analisi ingegneristiche riferite ai terreni interessano due categorie di depositi:

- i **depositi naturali di terreno**, formatisi in seguito a processi geologici che ne determinano le caratteristiche;
- I **depositi artificiali di terreno**, formati in seguito ad apposita posa in opera da parte dell'uomo, per la realizzazione di costruzioni in terra o su terra. Le caratteristiche sono influenzate dal tipo di terreno utilizzato e dalle procedure di posa in opera.

I depositi della prima categoria sono in generale più difficili da trattare, in quanto le condizioni in cui si trova naturalmente il terreno non sono note a priori né in termini di caratteristiche proprie del terreno stesso né in termini di successione stratigrafica (cioè dei diversi strati che si incontrano a partire dal piano di campagna). In tutti i casi, comunque, **risulta necessario IDENTIFICARE E CLASSIFICARE IL TERRENO**, sia quello naturalmente deposto sia quello da porre in opera.

Le fasi di identificazione e classificazione sono molto importanti:

- con l'identificazione si vengono a conoscere alcune proprietà indice del terreno in esame, proprietà che, nonostante il loro semplice significato, costituiscono i primi rilevanti parametri per condurre analisi geotecniche;
- con la classificazione si opera, sulla base delle proprietà indice sopra menzionate, una distinzione in classi caratterizzate da comportamenti analoghi.

Le proprietà indice che vengono definite nella fase di identificazione sono ottenute per via sperimentale, con prove di laboratorio spesso volutamente molto semplici.

Poiché i depositi di terreno (soprattutto quelli naturali) sono costituiti da materiali differenti (e quindi da una più o meno marcata disomogeneità), lo scopo delle fasi di identificazione e classificazione è quello di permettere una schematizzazione del sottosuolo in zone sostanzialmente omogenee o, per lo meno, da considerare tali ai fini delle analisi ingegneristiche.

Inoltre, in considerazione del fatto che i depositi di terreno sono un insieme di singoli componenti (granuli, vuoti, fluidi interstiziali) la risposta meccanica a sollecitazioni esterne e modifiche interne sarà influenzata sia dalle caratteristiche proprie dei singoli componenti, sia dal comportamento di insieme (interazione particella solida particella solida, interazione particelle-vuoti riempiti da fluidi).

Alle singole particelle solide di una terra si riferiscono prevalentemente grandezze legate a **mineralogia, forma e dimensioni**: tali proprietà, insieme, permettono di definire la **NATURA** di un terreno.

Al comportamento di insieme si riferiscono grandezze legate ai cosiddetti STATI DI ADDENSAMENTO O DI CONSISTENZA del terreno. Essi, insieme al valore dello STATO TENSIONALE corrente (e alla storia passata del terreno) permettono di definire lo STATO di un terreno.

FORZE DI VOLUME E DI SUPERFICIE

Le forze agenti su un singolo granulo possono essere distinte in:

- forze di volume;
- forze di superficie.

Le forze di volume sono esercitate sul granulo mediante azione a distanza.

Esempio tipico è quello dell'attrazione terrestre, per la quale la forza (forza peso) agente su un volume elementare ΔV può essere espressa come $\Delta W = \rho g \Delta V$ essendo ρ la densità del mezzo e g l'accelerazione di gravità.

Le forze di superficie sono esercitate sulla frontiera (o su parte di essa) dal contatto con corpi esterni.

Esempio tipico possono essere le forze di attrazione/repulsione dovute a cariche elettriche di segno discorde/concorde presenti sulla frontiera dei due corpi a contatto.

Poiché la superficie ΔA di una particella di terreno è sempre dotata di una piccola carica elettrica dipendente dalla natura mineralogica e dalla presenza di elettroliti nell'acqua contenuta negli spazi tra le particelle, alle forze di volume dovute al peso della particella si sommano le forze elettrostatiche di superficie dovute a tali cariche elettriche.

Associando a una particella di terreno una dimensione caratteristica (diametro equivalente d_{eq}), risulta che le forze peso sono proporzionali a ΔV e quindi a d_{eq}^3 mentre quelle di superficie a ΔA e quindi a d_{eq}^2 .

Ne consegue che al diminuire di d_{eq} (cioè delle dimensioni della particella) le forze di superficie sono prevalenti su quelle di volume.

Le forze di superficie, quindi, sono relativamente più importanti nei terreni a grana fine rispetto a quelli a grana grossa.

Questo aspetto può essere evidenziato in modo meno intuitivo introducendo la grandezza *superficie specifica* S_s , definita come il rapporto tra l'area della superficie e la sua massa:

$$S_s = \frac{\Delta A}{\rho \Delta V}$$

Per una sabbia, avente granelli di forma assimilabile alla sferica, S_s risulta inversamente proporzionale al diametro mentre per le argille, le cui particelle sono di forma lamellare, S_s è inversamente proporzionale allo spessore (tipicamente dell'ordine di $10^{-1} \div 10^{-3}$ μm).

	Superficie specifica S_s (m^2/g)	Indice di attività A
Montmorillonite	~ 1000	> 2.0
Illite	~ 100	~ 0.9
Caolinite	~ 10	~ 0.4
Sabbia ($d_{50} \approx 2$ mm)	~ 0.001	-

Se i processi di formazione e trasporto delle terre sono solo processi fisici le particelle di terreno avranno la stessa composizione della roccia d'origine; **se si hanno anche trasformazioni chimiche si formano altri materiali**: i più importanti nell'ambito della geotecnica sono i minerali argillosi fra i quali i più comuni sono la caolinite, l'illite e la montmorillonite.

Una prima suddivisione delle terre è basata sulle dimensioni dei singoli grani e fa riferimento a **terre incoerenti o a grana grossa** che comprendono la **ghiaia e la sabbia**, le cui particelle sono riconoscibili a occhio nudo, e a **terre coesive o a grana fine** che comprendono **il limo e l'argilla**, cioè la frazione microscopica e submicroscopica.

La descrizione della sabbia e della ghiaia richiede una stima della quantità di materiale compreso tra i vari diametri e la conoscenza della forma e della composizione mineralogica dei grani.

La forma delle particelle può essere abbastanza diversa ma si può dire che mentre per la ghiaia, la sabbia e il limo la forma è in genere relativamente arrotondata, per l'argilla è decisamente lamellare.

In genere poi i granuli delle ghiaie e delle sabbie grosse sono costituiti da frammenti di rocce **mentre** quelli delle sabbie medie e fini e dei limi sono costituiti da minerali o da frammenti di minerali stabili e resistenti (quarzo, feldspati, mica, ecc.).

In terreni ove la superficie specifica è molto modesta (terreni a grana grossa) le forze di volume sono predominanti su quelle di superficie; viceversa, ove la superficie specifica assume valori significativi (cioè in quelli a grana fine in funzione anche della composizione mineralogica e della concentrazione elettrolitica) all'aumentare dei contatti tra le particelle le forze di superficie possono dar luogo a modesti valori di «coesione» dovuta ad azioni attrattive.

Per tale ragione, spesso, i terreni a grana fine sono detti anche terreni *coesivi* anche se il concetto di coesione, da un punto di vista meccanico, è da mettere in relazione a quello di resistenza.

Questo legame tra le particelle è tipico solo dei terreni a grana fine a prevalente componente argillosa (nei terreni sabbiosi potranno esistere legami detti di «cementazione», ma di tutt'altra natura). Esso è generalmente molto modesto (forze meccaniche di piccola entità sono di solito superiori in modulo) e per questo spesso ignorato da un punto di vista ingegneristico.

I terreni sono aggregati naturali di grani minerali che possono essere separati mediante semplice azione fisica, come l'agitazione in acqua.

Le dimensioni dei grani variano in un intervallo molto ampio da 10^{-3} a 10^3 mm e vengono definite mediante crivelli ($d > 10$ mm), setacci ($0,063 < d < 10$ mm) e sedimentazione ($d < 0,063$ mm).

Argille: $d \leq 2 \mu\text{m}$

Prevalentemente minerali **argillosi** e particelle **appiattite**

Limi: $2 \mu\text{m} < d \leq 0,063 \text{ mm}$

Sabbie: $0,063 \text{ mm} < d \leq 2 \text{ mm}$

Ghiaie: $2 \text{ mm} < d \leq 60 \text{ mm}$

Prevalentemente minerali **non** argillosi e particelle **arrotondate**

Ciottoli: $60 \text{ mm} < d \leq 200 \text{ mm}$

Blocchi e Trovanti: $200 \text{ mm} < d$

IL MEZZO É GRANULARE E POROSO (GRANELLI E SPAZI INTERGRANULARI)

É COSTITUITO DA PIÙ FASI (SOLIDA, LIQUIDA E GASSOSA) CHE INTERAGISCONO

HA COMPORTAMENTO MECCANICO NOTEVOLMENTE INFLUENZATO DALLA STRUTTURA
(ossia dall'assetto dei granelli e da eventuali deboli legami di cementazione tra di essi)

**L'ESTREMA VARIABILITÀ DEI TERRENI E DELLE SITUAZIONI NATURALI RENDE SEMPRE
NECESSARIO ESEGUIRE INDAGINI SPERIMENTALI SPECIFICHE**



Terreni a grana

grossa

Ghiaia: terreno granulare costituito da particelle di roccia (granuli) con dimensioni maggiori di pochi millimetri, ben visibili ad occhio nudo.

Sabbia: terreno granulare costituito da particelle di roccia (granuli) con dimensioni sub-millimetriche, ma ancora visibili ad occhio nudo.

fine

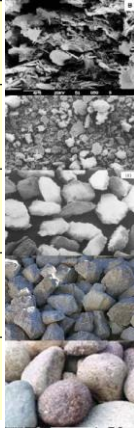
Limo: la porzione di terra a granulometria fine, costituita da particelle con dimensioni superiori a quelle colloidali ma invisibili ad occhio nudo, ed elevata interazione elettrochimica con l'acqua.

Argilla: la porzione di terra a granulometria fine, costituita da particelle con dimensioni colloidali ed elevatissima interazione elettrochimica con l'acqua.

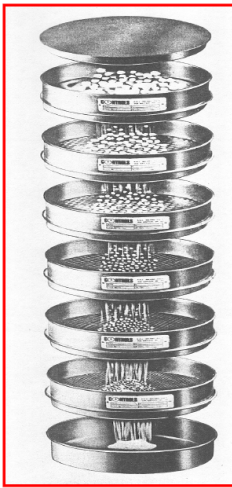
Dimensione particella		
$< 10^{-9} \text{ m}$	$10^{-9} - 10^{-6} \text{ m}$	$> 10^{-6} \text{ m}$
Soluzione	Colloide	Dispersione

Peso specifico della parte solida: rapporto tra il peso del terreno essiccato ed il volume occupato dai soli granuli.

Tipo di terra	Dimensione D (mm)
Argilla	$D < 0.002$
Limo	$0.002 < D < 0.060$
Sabbia	$0.06 < D < 2$
Ghiaia	$2 < D < 60$
Ciottoli	$60 < D < 200$



N° Setaccio	Apertura maglie (in mm)
4	4,76
6	3,36
10	2,00
40	0,420
50	0,297
70	0,210
100	0,149
200	0,075



- Materiale nel setaccio superiore, si dà inizio alla 'vagliatura'
- Si pesa il trattenuto al singolo setaccio.
($T_1, T_2, T_3 \dots T_n$)
- Si pesa il materiale raccolto sul fondo (P_n)
- Si calcola la percentuale di terra 'passante' al generico setaccio (passante in peso)

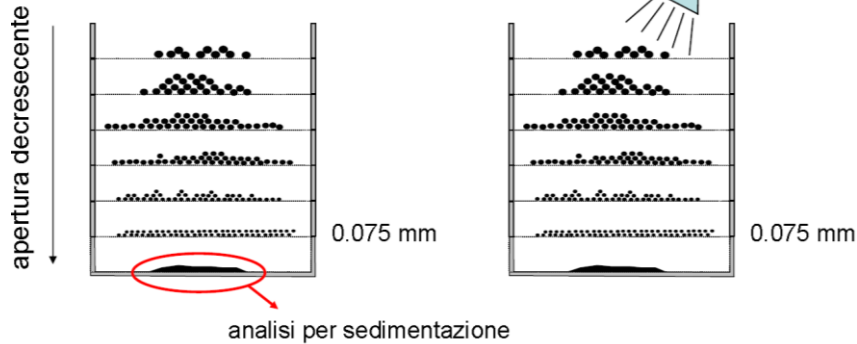
$$P_i = \frac{P_{tot} - (T_1 + T_2 + T_3 + \dots + T_i)}{P_{tot}} \cdot 100 \quad [\%]$$

Analisi granulometrica per stacciatura

Si esegue per frazioni granulometriche con $d > 0.075$ mm

Stacciatura a secco

Stacciatura a umido



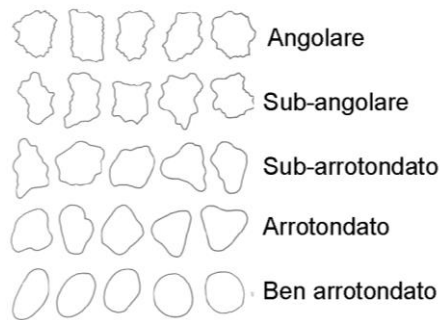
Rappresentatività del materiale

La quantità di materiale da sottoporre a stacciatura cresce con la dimensione massima della particella

dimensione (mm)	100	71	60	40	25	15	10	5	2
massa (g)	35000	25000	15000	10000	5000	2000	1000	500	200

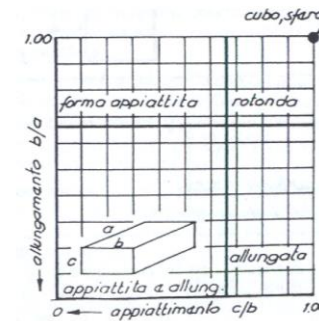
Per determinare la composizione granulometrica del materiale di un alveo occorrono tipicamente decine di kg (se non quintali) di materiale !!

Grado di arrotondamento



Il grado di arrotondamento ha un effetto sul mutuo incastro tra le particelle e quindi compressibilità e resistenza al taglio

Forma del grano



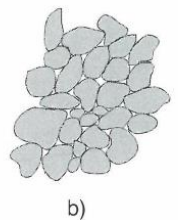
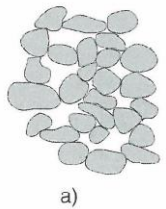
Particelle allungate ed appiattite possono disporsi secondo un'orientazione preferenziale ed essere responsabili di comportamenti anisotropi del terreno

SABBIE

Per i **materiali a grana grossa** non si hanno forze di superficie e quindi il loro **comportamento è regolato dalle forze di massa**. Pertanto per questi terreni le particelle si dispongono dando luogo a strutture granulari indicative di sabbia sciolta o di sabbia densa (Figure a) e b)).

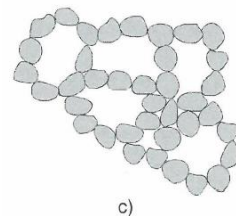
Il grado di addensamento dipende dalla forma dei grani, dalla distribuzione delle dimensioni delle particelle (granulometria), dall'azione dei carichi esterni o di vibrazioni e dal fatto che la deposizione sia avvenuta con acqua in movimento o in quiete.

All'aumentare della densità aumentano i punti di contatto tra le particelle e il grado di mutuo incastro e quindi aumenta la resistenza al taglio e diminuisce la compressibilità.



LIMI

Nel caso dei **limi** si può avere oltre alla struttura granulare anche **un tipo di struttura detta cellulare**, nella quale il contatto tra le particelle è limitato (Figura c) a causa di forze di adesione che si sono fatte sentire durante la deposizione. Si tratta di una struttura piuttosto instabile che talvolta si ha anche con materiale granulare parzialmente saturo per azione della capillarità.



L'ARGILLA

L'argilla è principalmente un aggregato di particelle minerali microscopiche e submicroscopiche a forma lamellare formato prevalentemente dai minerali argillosi con cristalli di dimensioni colloidali, che chimicamente sono alluminosilicati idrati con altri ioni metallici.

La maggior parte dei cristalli argillosi è formata da strati di silice e di allumina disposti a formare delle lamine; il modo con cui questi strati sono messi insieme, con differenti legami e differenti ioni metallici nel reticolo cristallino, dà luogo ai differenti minerali argillosi tra i quali si ricordano i principali, come la caolinite, la montmorillonite e la illite.

Quando per un terreno si parla di argilla o di limo ci si vuole riferire a materiali che possono contenere anche quantità non trascurabili di limo e sabbia per l'argilla e di argilla e sabbia per il limo.

Sia il limo che l'argilla fanno parte delle terre a grana fine però non tutte le terre a grana fine sono coesive; in particolare si possono avere limi non plastici e incoerenti.

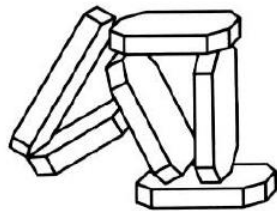
L'acqua influenza abbastanza il comportamento dei limi, mentre il comportamento delle argille è essenzialmente dipendente dall'acqua.

La particella d'argilla pur essendo nel suo insieme neutra, presenta una carica negativa superficiale che costituisce la forza di superficie che dà luogo all'interazione con l'acqua e con gli ioni che sono in essa.

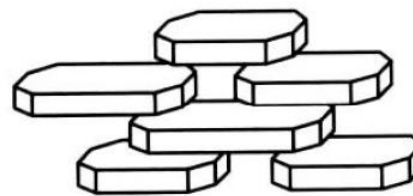
L'influenza della carica elettrica è legata direttamente alla superficie della particella e quindi alla superficie specifica.

La risultante delle azioni di repulsione o di attrazione dipende dalla distanza tra le particelle e dall'ambiente chimico di deposizione: acqua salmastra (la presenza dei sali nell'acqua tende a ridurre le azioni repulsive per cui le particelle si aggregano con una struttura flocculata piuttosto stabile e si raggruppano in fiocchi con vuoti all'interno dei fiocchi e vuoti tra i fiocchi: **disposizione flocculata**) o acqua dolce (decisa prevalenza delle forze di repulsione disposizione: **dispersa**).

Se le particelle sono formate da minerali molto attivi come per esempio la montmorillonite le azioni repulsive sono così elevate che le particelle si dispongono quasi parallele, dando luogo ad una struttura orientata.



FLOCCULATA



DISPERSA

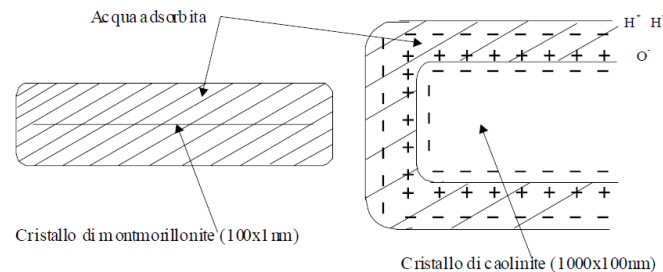


Figura 1.6 – Spessore dell'acqua adsorbita per differenti minerali argillosi

lo spessore di acqua adsorbita è approssimativamente lo stesso per tutti i minerali argillosi, ma a causa delle differenti dimensioni delle particelle, il comportamento meccanico dell'insieme risulta molto diverso.

L'acqua che si trova immediatamente a contatto con le particelle diventa perciò parte integrante della loro struttura ed è definita "**acqua adsorbita**" (Figura 1.6). Allontanandosi dalla superficie delle particelle i legami diventano via via più deboli, finché l'acqua assume le caratteristiche di "**acqua libera**" o "**acqua interstiziale**" (Figura 1.7). È da notare che

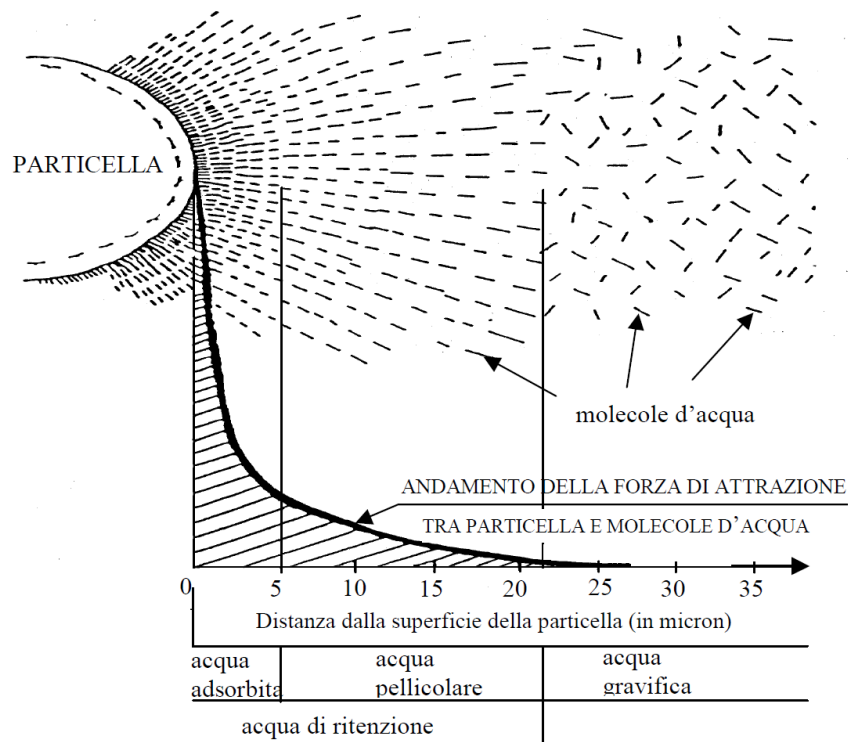


Figura 1.7 – Schema dell'interazione tra particelle d'argilla e molecole d'acqua

CURVE GRANULOMETRICHE DEI TERRENI

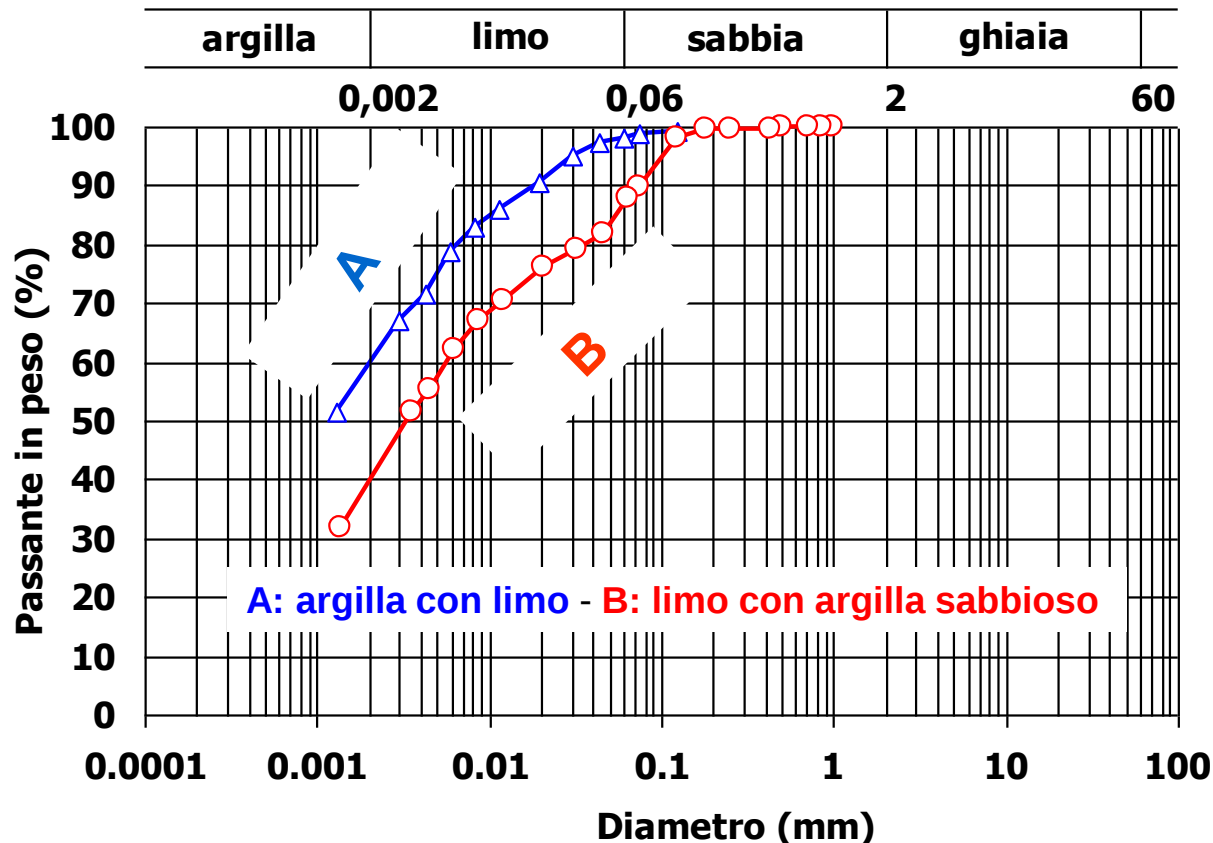
La distribuzione percentuale dei grani di un campione di terreno secondo le dimensioni, rappresentata con una curva, costituisce la **granulometria**. I gruppi di appartenenza sono **ghiaia**, **sabbia**, **limo** e **argilla** e loro miscele. Ad essi si aggiungono le **torbe**, formate da materiali organici in fase di mineralizzazione.

La granulometria è determinata con l'analisi meccanica a mezzo di vagli o setacci con maglie unificate per il materiale a grana grossa e con il metodo del densimetro, cioè misurando la densità di una sospensione di terra per il materiale a grana fine.

I risultati sono usualmente rappresentati in una curva di distribuzione secondo le dimensioni.

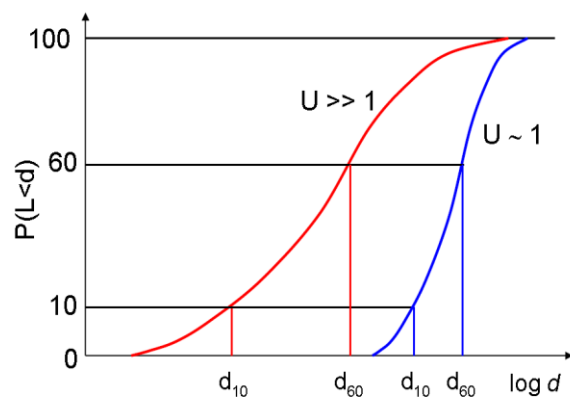
La percentuale, p%, di materiale più fine di una certa dimensione è riportata in ordinata in scala naturale, mentre il corrispondente diametro dei grani D in millimetri, è riportato in ascisse in scala logaritmica.

La **forma della curva** è indicativa della distribuzione percentuale, cosicché terre uniformi sono rappresentate da linee quasi verticali, mentre terre ben graduate occupano parecchi cicli della scala logaritmica.

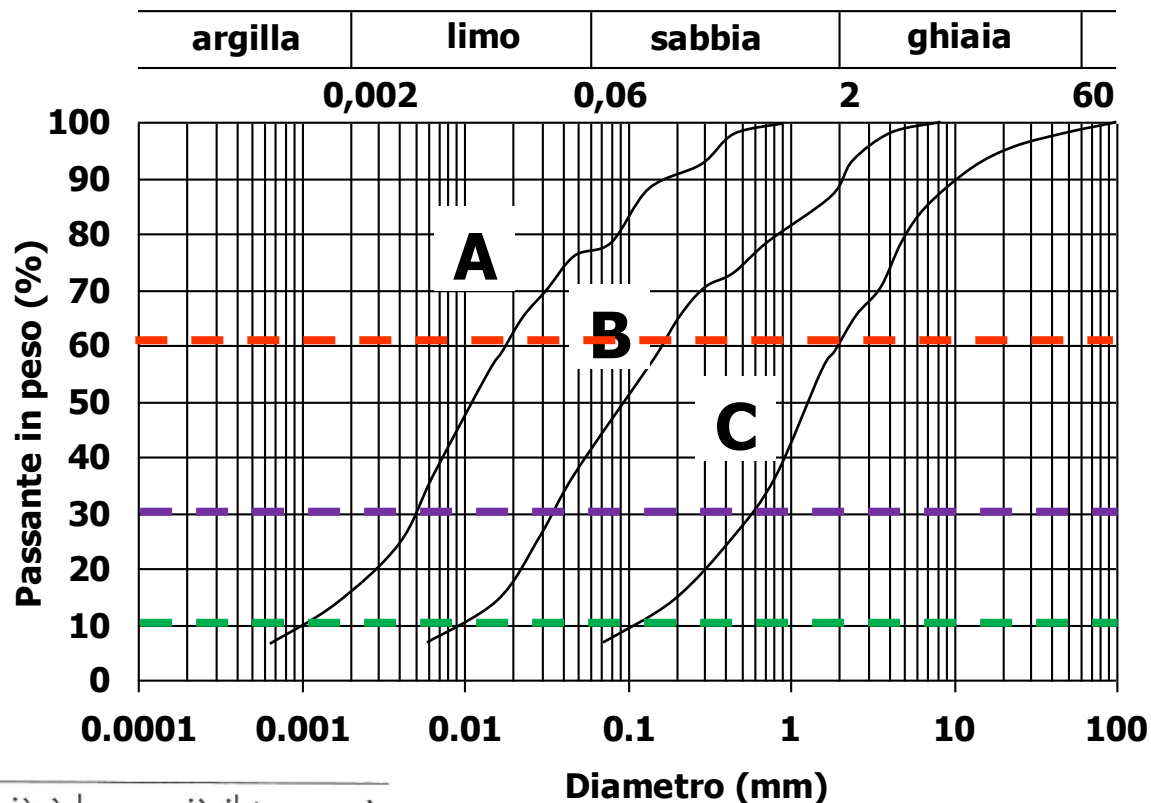


Secondo componente preponderante
 tra 50% e 25 % ⇒ **con** + nome
 tra 25% e 10% ⇒ nome + **oso**
 tra 10% e 5% ⇒ nome + **debolmente oso**
 < 5% ⇒ -

Parametri della curva granulometrica



Coefficiente di uniformità $\Rightarrow U = d_{60} / d_{10}$

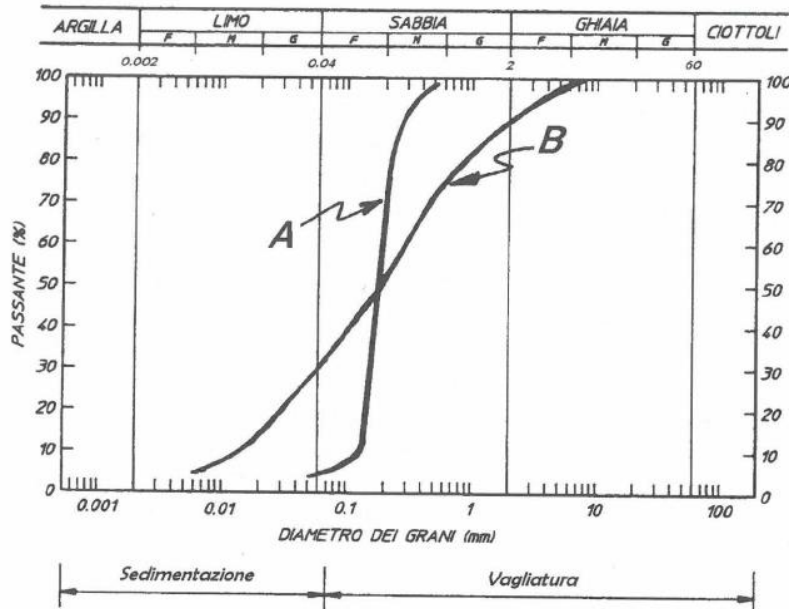


coefficiente di uniformità:	$U = \frac{D_{60}}{D_{10}}$	($U \geq 1$, più è basso più il terreno è uniforme);
coefficiente di curvatura:	$C = \frac{D_{30}^2}{D_{60} \cdot D_{10}}$	(C esterno all'intervallo $1 \div 3$ indica mancanza di diametri di certe dimensioni, ovvero bruschi cambiamenti di pendenza della curva granulometrica).

In base al valore di U si possono distinguere:

- materiali uniformi, $U < 5$;
- materiali disuniformi, $5 < U < 15$;
- materiali molto disuniformi, $U > 15$.

CURVE GRANULOMETRICHE: ESEMPI

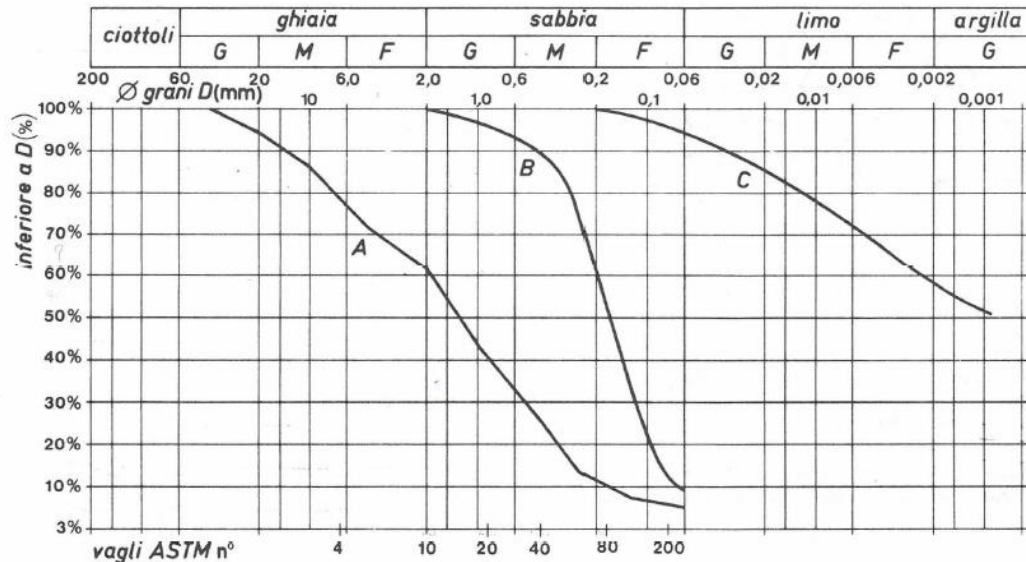


terreno A $d_{50} = 0.18$ $C_U = 0.19/0.13 = 1.46$

terreno B $d_{50} = 0.18$ $C_U = 0.30/0.015 = 20$

A: è uniforme ($C_U \approx 1.5$); la curva granulometrica è «ripida», cioè quasi tutti i grani appartengono a sabbie fini (F), la distribuzione granulometrica è stata ottenuta mediante vagliatura;

B: è disuniforme ($C_U = 20$); la curva granulometrica è «piatta», si riscontrano diverse frazioni granulometriche (dai limi alle ghiaie; è notevole (~60%) la percentuale di sabbia; per una parte (~30%) è stato necessario eseguire un'analisi per sedimentazione.



A sabbia e ghiaia, B sabbia fine e media, C argilla con limo

IL TERRENO COME MEZZO A PIÙ FASI: CARATTERISTICHE VOLUMETRICHE

Terreno rimaneggiato (indisturbato): terra la cui struttura naturale (non) è stata modificata da azioni esterne (campionamento, scavo, ecc.).

Vuoto, vuoti: spazio in un terreno non occupato da materiale solido, e che può essere occupato da aria, acqua o da altre sostanze liquide o gassose.

I terreni sono materiali plurifase costituiti da:

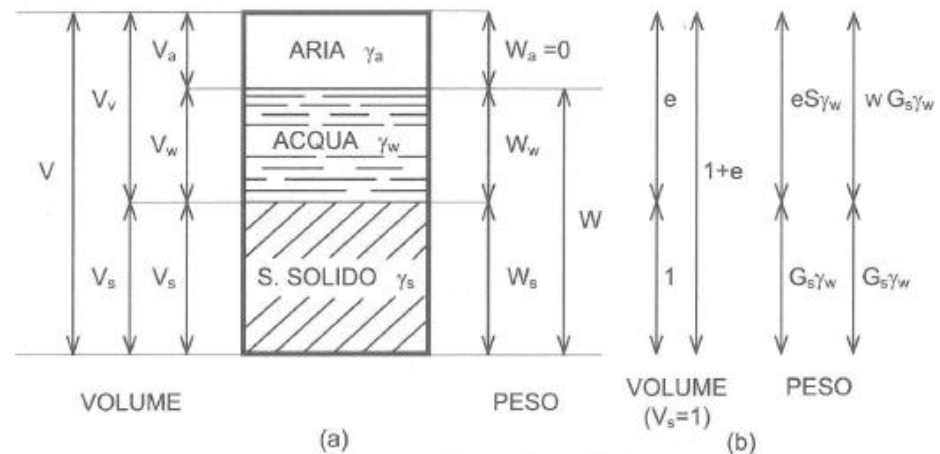
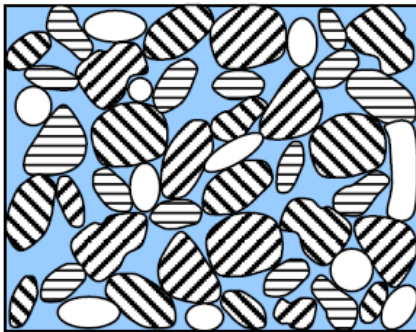
- **una fase solida**, detta anche scheletro granulare, composta da granuli costituiti da singoli minerali, agglomerati di minerali o frammenti di roccia;
- **una fase liquida**, composta dall'acqua contenente piccole quantità di diversi sali inorganici in soluzione;
- **una fase gassosa**, costituita da aria a volte mescolata con vari tipi di gas, per esempio metano.

La fase solida costituisce lo scheletro poroso, i cui vuoti sono occupati dalla fase liquida e/o gassosa.

(Micro) struttura di una terra («scheletro solido»): la disposizione e lo stato di aggregazione delle particelle solide;

- **s. granulare:** composta di **singole particelle** in mutuo contatto, caratteristica di terre grossolane;
- **s. flocculare:** composta da **aggregati o gruppi di granuli** in luogo di granuli isolati, caratteristica di terre fini.

Le caratteristiche fisiche del terreno, e di conseguenza anche quelle meccaniche, dipendono sia dalle caratteristiche di ciascuna singola fase sia dall'interazione tra le diverse fasi.



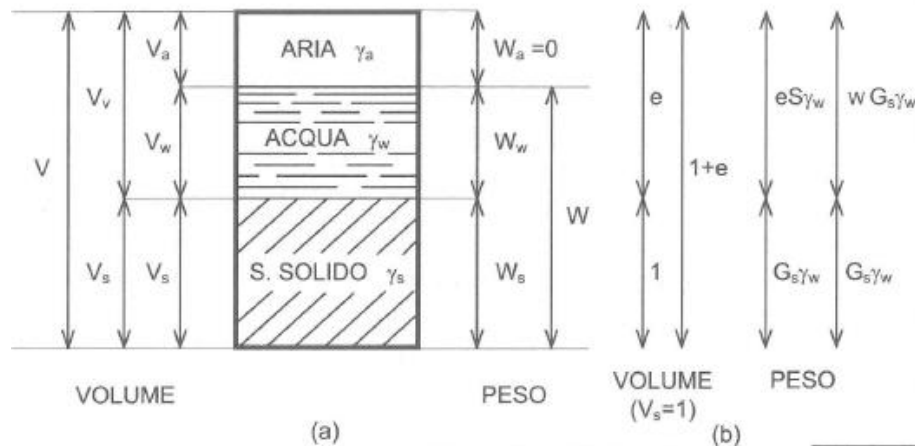
IL TERRENO COME MEZZO A PIÙ FASI: CARATTERISTICHE VOLUMETRICHE

Il volume intergranulare occupato dalla fase fluida è detto volume dei vuoti; la presenza di vuoti all'interno di una terra ne condiziona fortemente sia il comportamento meccanico (resistenza e deformabilità) sia il comportamento idraulico (il fluido interstiziale può muoversi attraverso gli spazi vuoti, più o meno facilmente e velocemente in funzione delle caratteristiche di tali spazi vuoti).

Gli spazi vuoti non sono stabili, nel senso che il volume dei vuoti può variare durante i processi meccanici che una terra può subire (si pensi ad esempio alla variazione di altezza di un volume di sabbia all'interno di un contenitore fatto vibrare orizzontalmente); ne consegue una variazione della configurazione iniziale (nell'esempio, l'addensamento) e anche una variazione nei moti del fluido all'interno del volume complessivo.

Tali variazioni sono associate a cambiamenti di stato ne deriva la necessità di definire dei parametri che permettano di caratterizzare il terreno in relazione a tali fenomeni e, allo stesso tempo, di legare tra loro le fasi costituenti.

Grandezze caratteristiche delle fasi costituenti un elemento di terreno



Riferendosi allo schema (a) si definiscono quindi:

$$\gamma_W = \frac{W_W}{V_W} = \text{peso dell'unità di volume dell'acqua}$$

$$\gamma_S = \frac{W_S}{V_S} = \text{peso dell'unità di volume dello scheletro solido}$$

$$\gamma_d = \frac{W_S}{V} = \text{peso dell'unità di volume del terreno secco}$$

$$G_S = \frac{\gamma_S}{\gamma_W} = \text{peso specifico della fase solida}$$

Valori usuali di G_S variano tra 2.60 e 2.75, in funzione della mineralogia del terreno; conseguentemente, assumendo $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$, valori correnti di γ_s per alcuni tipi di terreno sono indicati nella tabella

Tipo di terreno	$\gamma_s \text{ (kN/m}^3\text{)}$
Ghiaie, sabbie quarzose	26.5
Sabbia deb. limosa	26.5
Sabbia argillosa	26.7
Limo argilloso	26.8
Argilla sabbiosa	27.0
Argilla	27.2
Terreni alluvionali con materiali organici	21 ÷ 26
Torbe	15 ÷ 21

Di maggiore utilità pratica è il peso dell'unità di volume del terreno secco (per il quale i vuoti sono riempiti d'aria): valori usuali sono riportati in tabella.

<i>Tipo di terreno</i>	<i>γ_d (kN/m³)</i>
Ghiaie	14 ÷ 20
Sabbie	13 ÷ 18
Limi	13 ÷ 19
Argille	10 ÷ 18
Torbe	1 ÷ 5

Gli intervalli nei valori indicati dipendono dal grado di «addensamento» o di «consistenza» (rispettivamente per i terreni a grana grossa e per i terreni a grana fine) al quale il terreno si trova (a differenza dei valori di γ_s dipendenti solo dalla mineralogia). **Addensamento e consistenza dipendono dai vuoti presenti: si definiscono quindi:**

$$e = \frac{V_V}{V_S} = \text{indice dei vuoti}$$

$$v = \frac{V}{V_S} = 1 + e = \text{volume specifico}$$

$$n = \frac{V_V}{V} = \frac{e}{1 + e} = \text{porosità}$$

Altre proprietà di grande rilevanza, legate alla presenza di acqua interstiziale, cioè all'acqua presente nei pori, sono:

$$w = \frac{W_W}{W_S} = \text{contenuto d'acqua}$$

$$S = \frac{V_W}{V_V} = \text{grado di saturazione}$$

L'indice dei vuoti e (e le altre proprietà «volumetriche» ad esso correlate) fornisce una indicazione della presenza dei vuoti all'interno di un volume elementare di terreno. Considerando che, in seguito a sollecitazioni esterne, il volume della parte solida generalmente non varia e che a una variazione del volume complessivo V corrisponde quindi una variazione del solo volume dei vuoti, ne consegue che le variazioni dell'indice dei vuoti sono indicative delle **variazioni di volume del terreno**.

Per terreni a grana grossa e assume valori compresi tra ~0.4 e ~0.9: maggiore è l'indice dei vuoti più spazi vuoti sono presenti; in terreni bene assortiti il massimo valore dell'indice dei vuoti, e , tende quindi a diminuire. In terreni a grana fine l'indice dei vuoti, e , varia generalmente in un intervallo più ampio ($e = 0,4\div3$): i valori maggiori (superiori a ~1) sono caratteristici di argille «tenere» e/o di natura organica.

Quando nei vuoti è presente acqua interstiziale il terreno si dice «satturo» o «parzialmente saturato» in funzione del valore assunto dal parametro S:

- $S = 1$ terreno *satturo* (tutti i vuoti sono riempiti da acqua);
- $0 < S < 1$ terreno *parzialmente saturato* (sono presenti le tre fasi, compresa l'aria);
- $S = 0$ il terreno è detto *secco*.

Il contenuto d'acqua w rappresenta la quantità di acqua presente nei vuoti rapportata alla quantità di fase solida: se $S = 0$ anche w è ovviamente uguale a zero (assenza d'acqua); w può assumere valori maggiori di zero con valori tipicamente compresi tra $0.2 \div 0.7$ in terreni argillosi.

È importante osservare che indice dei vuoti e contenuto d'acqua sono tra loro legati; infatti:

$$e = \frac{V_V}{V_S} = \frac{\gamma_S}{W_S} \frac{V_W}{S} = \frac{\gamma_S}{\gamma_W} \cdot \frac{W_W}{W_S} \cdot \frac{1}{S} = G_S \cdot w \cdot \frac{1}{S} \quad \text{e quindi:} \quad S \cdot e = G_S \cdot w$$

Per un terreno saturato si ha una diretta corrispondenza tra e e w ; ad es. per un terreno argilloso $e \sim 2.7w$.

Un altro parametro di grande importanza pratica è:

$$\gamma = \frac{W}{V} = \text{peso dell'unità di volume totale}$$

È immediato ottenere che:

$$\gamma = \frac{W_S + W_W}{V} \quad \begin{array}{l} \text{per } S = 0 \Rightarrow W_W = 0 \Rightarrow \gamma = \gamma_d \\ \text{per } S = 1 \Rightarrow V_W = V_V \Rightarrow \gamma = \frac{W_S}{V} + \frac{\gamma_W \cdot V_V}{V} = \gamma_d + n\gamma_W \end{array}$$

È quindi ovvio e dimostrato che un elemento di terreno in condizione di totale saturazione sarà più pesante rispetto alla condizione «secca» e tale aumento di peso sarà tanto maggiore quanto più vuoti riempiti da acqua sono presenti. Essendo la porosità, n , variabile mediamente tra 0.25 e 0.70 (in funzione del tipo di terreno) valori usuali del peso dell'unità di volume totale del terreno saturato γ sono riportati in tabella.

	$\gamma_d \text{ (kN/m}^3\text{)}$	$n \text{ (\%)}$	$\gamma \text{ (kN/m}^3\text{)}$ $(S=1)$
Ghiaie	14 ÷ 20	25 ÷ 40	18 ÷ 22
Sabbie	13 ÷ 18	25 ÷ 50	16 ÷ 21
Limi	13 ÷ 19	35 ÷ 50	17 ÷ 21
Argille	10 ÷ 18	30 ÷ 70	15 ÷ 21
Torbe	1 ÷ 5	~ 85	9 ÷ 13

In maniera del tutto analoga a quanto fatto per γ , è possibile ricavare altre relazioni che legano tra loro le diverse proprietà indice introdotte, tra le quali:

$$\begin{aligned}e &= \frac{n}{1-n} \\ \gamma_d &= \frac{\gamma}{1+w} = \frac{G_S \cdot \gamma_W}{1+e} \\ \gamma &= \gamma_d + S \cdot n \cdot \gamma_W = \gamma_d + \frac{G_S \cdot w}{1+e} \gamma_W \\ \gamma &= \frac{G_S + S \cdot e}{1+e} \gamma_W\end{aligned}$$

Le relazioni che intercorrono tra le proprietà indice permettono la definizione dei valori per un determinato terreno sottoposto ad indagine.

Sperimentalmente, con prove relativamente semplici, si determinano i valori:

- dei pesi e dei volumi di provini;
- del peso specifico delle particelle;
- del contenuto d'acqua.

Le altre proprietà si valutano conseguentemente per via analitica.

Il contenuto d'acqua, ad esempio, si valuta sperimentalmente semplicemente dal confronto tra il peso iniziale di un provino contenente acqua (stato naturale) e quello dello stesso provino essiccato in forno, alla temperatura di circa 100°C, per un tempo pari a circa 24 ore.

In relazione a questo caso, si osserva che, poiché il contenuto d'acqua allo stato naturale è un parametro di grande rilevanza per il comportamento meccanico dei terreni (soprattutto a grana fine), è importante che il provino sottoposto ad indagine identificativa sia rappresentativo delle condizioni nelle quali il terreno si trova naturalmente. Prima dell'essiccamento in forno è quindi necessario che non si sia persa frazione liquida, fatto che comporterebbe una sottostima del valore del contenuto d'acqua, w , con conseguenze sulla definizione dello stato iniziale del terreno

Un terreno è quindi caratterizzato dallo **stato di addensamento e di consistenza**, riferibili alle diverse fasi che lo compongono.

Il termine «**addensamento**» si associa ai soli terreni a grana grossa mentre la «**consistenza**» è riferibile ai terreni a grana fine. In entrambi i casi, anche se con alcune differenze, si considerano le porzioni occupate da vuoti e da particelle solide in un volume di terreno.

Il parametro che permette di identificare stati di addensamento e consistenza è quindi **l'indice dei vuoti e** .

Il valore dell'indice dei vuoti, **e** , a cui il terreno si trova nel suo stato «attuale» dipende dalla storia passata; tale stato influenza significativamente l'evoluzione verso un «nuovo» stato, causata, ad esempio, da una modifica dello stato di tensione agente.

In un'analisi ingegneristica è quindi molto importante definire le grandezze identificative delle condizioni di stato per un terreno.

STATO DI ADDENSAMENTO, DENSITÀ RELATIVA, PER TERRENI NON COESIVI

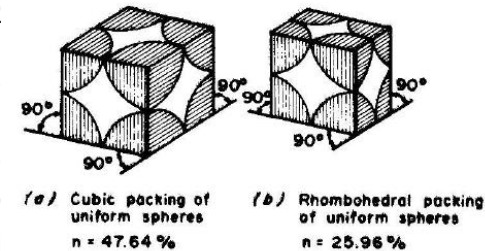
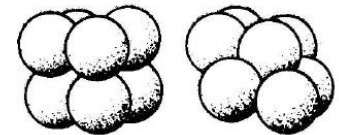
In base alle caratteristiche volumetriche si possono classificare i terreni non coesivi introducendo il concetto di densità relativa definito da:

$$D_R = \frac{e_{\max} - e_n}{e_{\max} - e_{\min}}$$

Essendo: $e_{\max}$ l'indice dei vuoti massimo possibile per il terreno (determinato in laboratorio); $e_{\min}$ l'indice dei vuoti minimo possibile per il terreno (determinato in laboratorio); e_n **l'indice dei vuoti del terreno in situ** (definito in base alle correlazioni empiriche stabilite con le resistenze penetrometriche dinamiche e statiche).

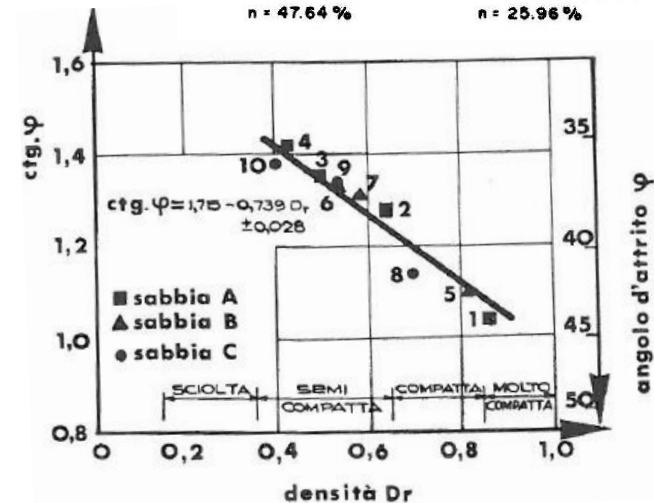
La densità relativa rappresenta un parametro importante per i terreni a grana grossa in quanto permette di definirne lo stato di addensamento; può variare tra 0 e 100%, e la differenza che compare al denominatore è una caratteristica del terreno, mentre il numeratore dipende dallo stato in cui il terreno si trova.

Con un mezzo ideale costituito da particelle sferiche di ugual diametro si ha un assetto che corrisponde al **massimo indice dei vuoti (reticolo cubico)** e un assetto che corrisponde al **minimo (reticolo tetraedrico)**. Ovviamente per un terreno reale, in cui le particelle hanno forma irregolare e dimensioni variabili, la porosità massima può essere maggiore del 46%, e la porosità minima può essere inferiore al 26%.



In base ai valori della D_R si può indicare la seguente classificazione dei terreni non coesivi:

	Stato d'addensamento
$D_R \leq 0,15$	molto sciolto
$0,15 < D_R \leq 0,35$	sciolto
$0,35 < D_R \leq 0,65$	mediamente addensato
$0,65 < D_R \leq 0,85$	addensato
$0,85 < D_R \leq 1$	molto addensato.



La densità relativa dei depositi non coesivi è un indice assai significativo ai fini della valutazione delle loro caratteristiche di deformabilità e di resistenza al taglio. La densità relativa dei depositi non coesivi è inoltre un elemento indispensabile alla valutazione dei pericoli di liquefazione dei depositi nel caso di eventi sismici.

STATO DI CONSISTENZA: I LIMITI CARATTERISTICI DI CONSISTENZA

Stati di un'argilla. Maggiore il contenuto d'acqua, minore è l'interazione tra particelle adiacenti, maggiore è la tendenza dell'argilla a comportarsi come un liquido.

Le proprietà meccaniche dei terreni coesivi dipendono in prima approssimazione da:

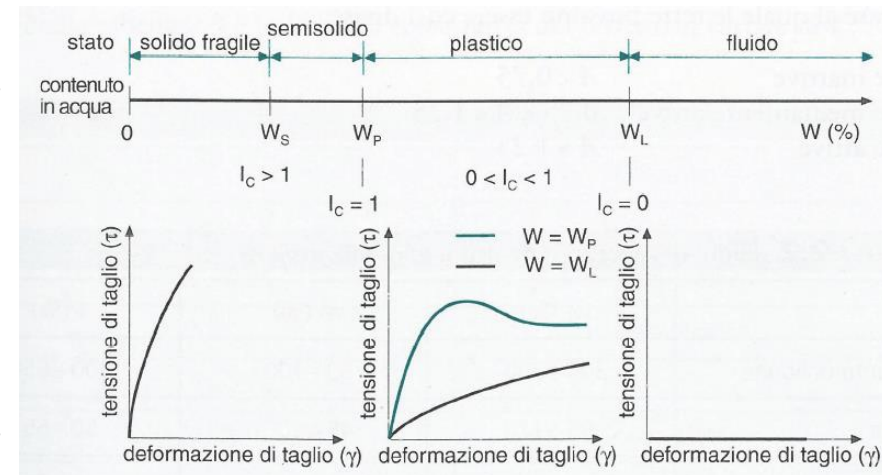
- contenuto d'acqua naturale nei vuoti;
- composizione mineralogica;
- ioni assorbiti dalle pellicole d'acqua presenti attorno alle particelle argillose.

L'influenza di questi fattori può essere descritta qualitativamente mediante i limiti di consistenza, detti anche limiti di Atterberg.

Si distinguono tre limiti di consistenza che vengono determinati su miscele acqua-terreno, ricorrendo a procedure empiriche standardizzate (UNI EN ISO 17892).

Il contenuto d'acqua che marca il passaggio dallo stato semisolido a plastico (**limite di plasticità**) e quello che marca il passaggio dallo stato plastico a quello liquido (**limite di liquidità**) **variano con il tipo di argilla e sono generalmente correlabili alla risposta meccanica dell'argilla** e sono quindi **proprietà indice per le argille**

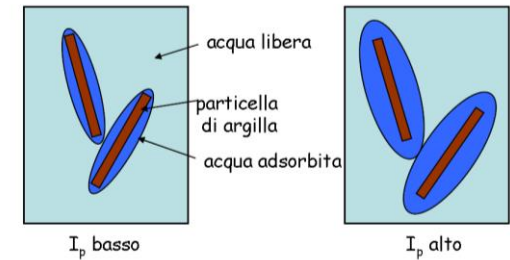
- **Limite di liquidità:** corrisponde al contenuto di acqua (w_L) per il quale la miscela terreno-acqua acquista consistenza fluida: la resistenza al taglio e la deformabilità diventano in queste condizioni trascurabili.
- **Limite plastico:** corrisponde al contenuto d'acqua (w_P) per il quale la miscela terreno-acqua inizia a perdere il comportamento plastico. Se $w_P < w_n < w_L$ si dice che il terreno ha consistenza plastica.
- **Limite di ritiro:** definisce il contenuto d'acqua (w_S) per il quale un ulteriore essiccamento del terreno non produce più una riduzione di volume del provino. Contrariamente ai due limiti di consistenza anzidetti, il limite di ritiro deve essere determinato su provini di terreno indisturbato.



Ricorrendo ai limiti di Atterberg, è possibile ottenere alcuni indici rappresentativi della consistenza dei terreni coesivi. Essi sono l'indice di plasticità, quello di liquidità, nonché quello di consistenza.

$$I_P (\%) = w_L - w_P \quad I_L = \frac{w - w_P}{I_P}$$
$$I_C = \frac{w_L - w}{I_P} = 1 - I_L$$

Maggiore l'indice di plasticità, maggiore la compressibilità, minore la resistenza al taglio



$$I_p (\%) = w_L - w_P$$

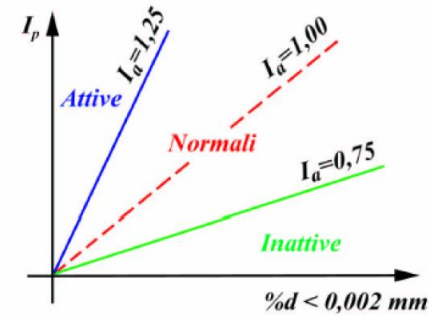
Tale indice dipende dalla percentuale e dal tipo di argilla e dalla natura dei cationi adsorbiti.

Per ogni materiale, l'indice di plasticità cresce linearmente in funzione della percentuale di argilla presente, con **pendenza diversa in relazione al tipo di minerali argillosi presenti**.

La pendenza di questa retta è definita **indice di attività colloidale**: $I_a = \frac{I_p}{CF}$
dove: CF = % in peso con diametro $d < 0.002$ mm.

Sulla base dei valori assunti da questo indice i terreni possono essere classificati inattivi, normalmente attivi, attivi.

Attive: smectiti
Normali: illiti
Inattive: caoliniti



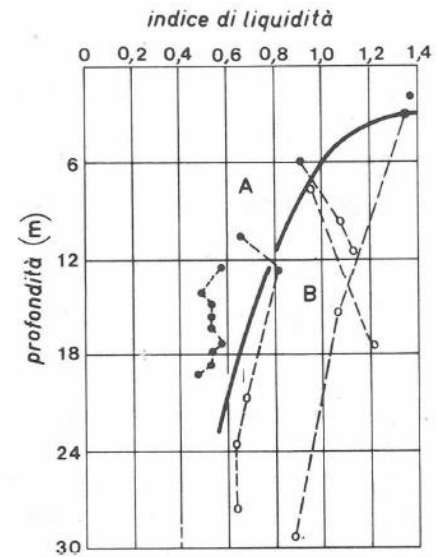
Considerando oltre ai limiti di consistenza, anche il contenuto naturale d'acqua, si può definire l'**indice di liquidità**:

$$I_L = \frac{w - w_P}{I_p}$$

È interessante ricordare la relazione tra I_L e la qualità dei campioni prelevati a varie profondità.

Si definisce infine l'**indice di consistenza**: $I_C = \frac{w_L - w}{I_p} = 1 - I_L$

L'indice di consistenza, oltre ad indicare lo stato fisico in cui si trova il terreno, fornisce informazioni qualitative sulle sue caratteristiche meccaniche: all'aumentare di I_C aumenta la resistenza al taglio del terreno e si riduce la sua compressibilità (da notare anche l'analogia tra I_C per terreni a grana fine e D_r per i terreni a grana grossa).



- A buon campionamento possibile
- B buon campionamento impossibile
- campioni di buona qualità
- campioni di qualità scadente

Una suddivisione dei terreni basata sui valori dell'indice di plasticità e dell'indice di consistenza è riportata nelle Tabelle 1.5 e 1.6 rispettivamente, mentre nella Tabella 1.7 sono riportati i valori tipici di w_L , w_P e I_P dei principali minerali argillosi.

Tabella 1.5 - Suddivisione dei terreni basata sui valori dell'indice di plasticità

TERRENO	I_P
NON PLASTICO	0 - 5
POCO PLASTICO	5 - 15
PLASTICO	15 - 40
MOLTO PLASTICO	> 40

Tabella 1.6 - Suddivisione dei terreni basata sui valori dell'indice di consistenza

CONSISTENZA	I_C
FLUIDA	< 0
FLUIDO-PLASTICA	0 – 0.25
MOLLE-PLASTICA	0.25 – 0.50
PLASTICA	0.50 – 0.75
SOLIDO-PLASTICA	0.75 - 1
SEMISOLIDA ($w > w_S$) O SOLIDA ($w < w_S$)	> 1

Tabella 1.7 - Valori tipici di w_L , w_P e I_P dei principali minerali argillosi

MINERALE ARGILLOSO	w_L (%)	w_P (%)	I_P (%)
MONTMORILLONITE	300-700	55-100	200-650
ILLITE	95-120	45-60	50-65
CAOLINITE	40-60	30-40	10-25

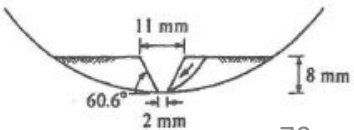
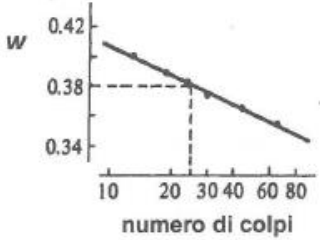
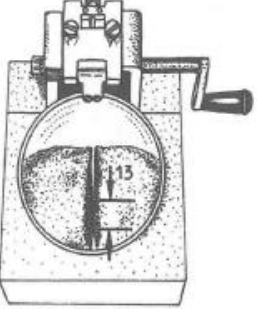
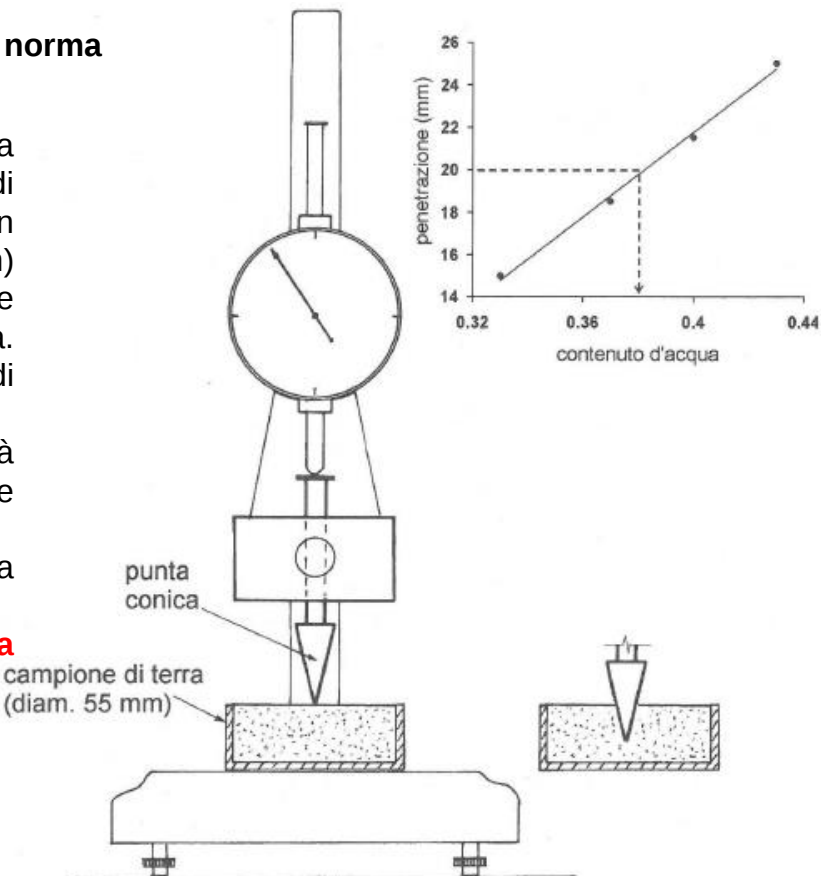
I limiti di consistenza (o di Atterberg) vengono determinati secondo la norma UNI CEN ISO/TS 17892-12.

Il **limite liquido** viene generalmente valutato tramite un «penetrometro a cono», semplice apparecchiatura costituita da una punta conica di dimensioni e peso standardizzate, che viene fatta cadere all'interno di un campione di terra (avente dimensione dei grani minore di 0.42 mm) preventivamente preparato a pastella mediante aggiunta di acqua distillata e disposto entro un contenitore posto subito al di sotto della punta conica. Vengono misurate la penetrazione del cono (durante un tempo prefissato di 5 secondi) e il contenuto d'acqua corrispondente. Ad una pastella preparata con un maggior contenuto d'acqua corrisponderà una profondità di penetrazione maggiore (a maggiore «fluidità» corrisponde minore resistenza). Effettuando differenti prove variando il contenuto d'acqua si ottiene una relazione tra quest'ultimo e la penetrazione del cono.

Convenzionalmente il limite liquido è il contenuto d'acqua relativo a una penetrazione di 20 mm.

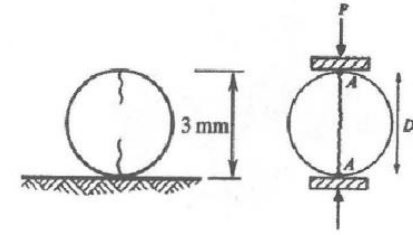
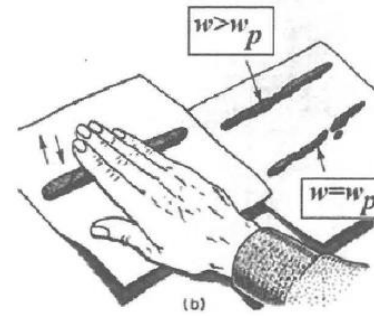
In alternativa, il limite liquido può essere ottenuto tramite il cosiddetto «cucchiaino di Casagrande», apparecchiatura costituita da un contenitore a forma di cucchiaino, che può essere fatto cadere sopra un supporto rigido. All'interno del contenitore viene disposta una pastella di terra (dimensione dei grani minore di 0.42 mm) e acqua distillata; dopo aver praticato un solco nella pastella con un apposito utensile, si conta il numero di cadute («colpi») necessario a far richiudere tale solco. Una pastella preparata con un maggior contenuto d'acqua necessiterà di un minor numero di colpi per raggiungere la chiusura del solco. La prova viene condotta con campioni a diverso contenuto d'acqua.

Convenzionalmente si assume come limite liquido il contenuto d'acqua corrispondente a 25 colpi.



La prova per la determinazione del limite plastico consiste nel formare tra le dita della mano e una lastra di vetro un cilindro di terreno del diametro di 3 mm finché il cilindretto non si fessura e si sbriciola.

La condizione per la quale il cilindro di 3 mm si fessura corrisponde ad un contenuto d'acqua pari convenzionalmente al limite plastico, assunto come media di più misurazioni.



Il **limite di ritiro** viene determinato per progressivo essiccamento di un provino, misurando via via il volume e l'umidità, ed **è il contenuto d'acqua per cui non si ha ulteriore riduzione di volume e, proseguendo l'evaporazione, l'aria entra nei vuoti del terreno**. Deve essere determinato su **campione indisturbato**!

CARTA DI PLASTICITÀ DI CASAGRANDE

I limiti di Atterberg sono utilizzati per classificare il tipo di terra a grana fine per mezzo della «**carta di plasticità**» (detta «**carta di Casagrande**»), in cui **si distinguono: i terreni prevalentemente argillosi da quelli prevalentemente limosi** a seconda della posizione (definita dai valori di w_L e I_p espressi in %) rispetto alla retta «A» di equazione: **$I_p = 0,73 (w_L - 20)$**

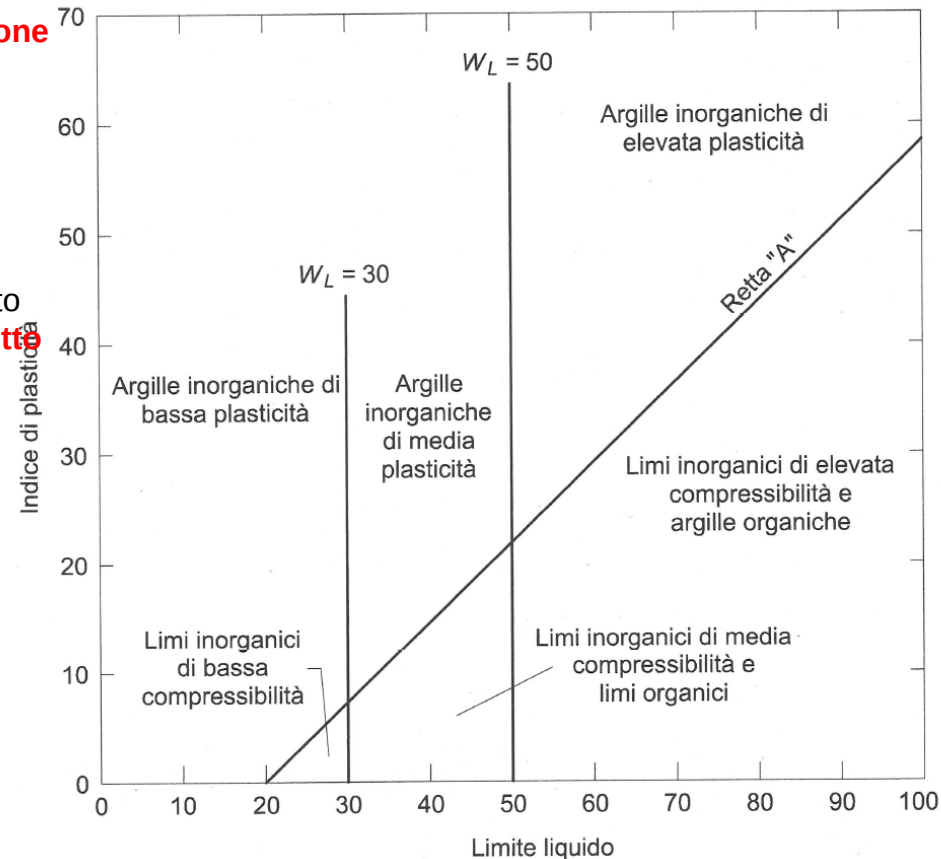
Le terre a grana fine vengono ulteriormente suddivise in funzione del valore di limite liquido in:

- argille e limi di bassa plasticità ($w_L < 30$);
- argille e limi di media plasticità ($w_L = 30 \div 50$);
- argille e limi di elevata plasticità ($w_L > 50$).

Qualunque terreno contenente una sufficiente quantità di materiale organico, tale da influenzare le sue proprietà ingegneristiche, è detto **terreno organico**. **I terreni organici generalmente si trovano sotto la retta «A».**

Le classi che si trovano sopra la retta A includono le argille inorganiche, quelle sotto la retta A i limi e i terreni organici.

La presenza di materiale organico in un terreno può essere rilevata attraverso la determinazione del limite liquido prima e dopo l'essiccamento. L'essiccamento provoca infatti nei materiali organici dei processi irreversibili con riduzione di w_L ; se tale riduzione è maggiore del 75%, il materiale viene ritenuto organico.



Depositi naturali possono contenere quantità modeste di materiale organico (in certi casi minori anche del 2%) mentre significative parti organiche si ritrovano generalmente nelle seguenti formazioni:

- terreno vegetale (*loam*): è lo strato superficiale del suolo avente spessore di pochi centimetri;
- eluvio: materiale alterato, accumulato vicino al luogo di formazione;
- depositi organici: torbe, terreni paludosi, lignite, carbone ecc.

RAPPORTI TRA STATI DI ADDENSAMENTO E DI CONSISTENZA

Gli indici di addensamento e consistenza permettono alcune prime considerazioni relativamente al comportamento meccanico di terreni a grana grossa e a grana fine:

- la densità relativa e l'indice di consistenza variano, per un terreno, in funzione di variazioni dell'indice dei vuoti;
- **a parità di altre condizioni, a maggiore densità relativa (per terre a grana grossa) o maggiore indice di consistenza (per terre a grana fine) corrispondono maggiore resistenza e minore deformabilità;**
- gli stati di addensamento/consistenza iniziali condizionano quindi la risposta meccanica dei terreni sottoposti a sollecitazioni esterne.

In relazione a quest'ultima considerazione, si osserva tuttavia che densità relativa/indice di consistenza o, più in generale, l'indice dei vuoti iniziale, non sono da soli sufficienti a definire compiutamente lo stato iniziale di un terreno e, soprattutto, la sua evoluzione verso nuove condizioni indotte, ad es. dall'applicazione di sollecitazioni esterne o da modifiche della geometria.

Si vedrà come gli stati di un terreno (iniziale e indotto) potranno essere analizzati introducendo, come grandezza aggiuntiva, la pressione agente su quel terreno (per ora definita in termini generici).

TABELLA 1.1 – **Addensamento delle sabbie in sito**

Stato di addensamento	D_R	Identificazione in campo
Molto sciolto	0 – 20 %	Particelle facilmente separabili
Sciolto	20 – 40 %	Lavorabili con la pala a mano
Mediamente	40 – 70 %	Lavorabili con fatica con pala a mano
Addensato	70 – 90 %	Lavorazione con piccone
Molto addensato	90 – 100 %	Solo lavorazione meccanica pesante

TABELLA 1.2 – **Addensamento delle sabbie in base ai valori N_{SPT}**

Stato di addensamento	N_{SPT} (Colpi per 30 cm)
Molto sciolto	0 – 4
Sciolto	4 – 10
Mediamente addensato	10 – 30
Addensato	30 – 50
Molto addensato	> 50

METODI DI CLASSIFICAZIONE DELLE TERRE

Un sistema di classificazione rappresenta un linguaggio di comunicazione tra tecnici e costituisce un metodo sistematico per suddividere il terreno in gruppi e sottogruppi in accordo con il probabile suo comportamento.

In pratica, individuano alcuni parametri significativi e distintivi dei vari tipi di terreno in modo da poterli raggruppare in classi e stabilire così dei criteri universali, convenzionali, di riconoscimento. Data l'estrema variabilità dei terreni naturali e le diverse possibili finalità ingegneristiche, non è pensabile di poter creare un unico sistema di classificazione. Per questo motivo, si sono sviluppati nel tempo diversi sistemi di classificazione, che possono essere utilizzati per scopi e finalità diversi.

Lo scopo che ci si prefigge è quello di identificare e collocare in una determinata classe un campione di terreno.

Alcuni aspetti fondamentali accomunano i diversi sistemi di classificazione nella scelta delle proprietà di riferimento.

In particolare tali proprietà:

- devono essere significative e facilmente misurabili mediante procedure standardizzate;
- non devono essere riferite ad uno stato particolare, ossia devono essere indipendenti dalla storia del materiale, dalle condizioni di sollecitazione o da altre condizioni al contorno quali ad esempio le condizioni ambientali.

Per quanto visto fino ad ora, i parametri che possiedono queste caratteristiche sono quelli precedentemente definiti proprietà indici, e riguardano la composizione granulometrica e la composizione mineralogica. I criteri di classificazione oggi in uso si basano pertanto su:

- dimensioni delle particelle
- composizione mineralogica

La granulometria ha significato principalmente per le terre a grana grossa.

Il comportamento dei terreni a grana fine è invece influenzato essenzialmente dalla composizione mineralogica, dal contenuto in acqua e dal grado di saturazione; per questi terreni si fa riferimento quindi ai limiti di Atterberg.

Sistemi che, facendo riferimento sia alle caratteristiche granulometriche sia a quelle mineralogiche, possono quindi essere utilizzati per la classificazione di qualunque tipo di terreno.

I due sistemi più comunemente utilizzati, brevemente descritti nel seguito, sono:

- il sistema **USCS** (Unified Soil Classification System), sviluppato originariamente da Casagrande e successivamente modificato negli USA, è **il sistema più utilizzato per classificare i terreni di fondazione**;
- il sistema HRB (Highway Research Board) (AASHTO American Association of State Highway and Transportation Office, riportato con qualche modifica anche nelle norme **UNI EN ISO 14688**), è un sistema di classificazione che **viene utilizzato principalmente nel campo delle costruzioni stradali, o comunque per terreni utilizzati come materiali da costruzione**.

Da un punto di vista ingegneristico la suddivisione tra **terreni a grana grossa** e **terreni a grana fine** è sicuramente la più utile. Infatti una classificazione basata su tale differenziazione permette di valutare alcune peculiarità da considerarsi nelle applicazioni pratiche.

Anticipando concetti che verranno sviluppati in seguito, **un terreno a grana grossa**:

- è generalmente un eccellente terreno di fondazione su cui costruire,
- ad eccezione delle sabbie sciolte, i carichi supportabili sono elevati e i cedimenti modesti. Nella maggior parte dei casi, questi ultimi si verificano contestualmente all'applicazione dei carichi esterni;
- è il più idoneo materiale con cui realizzare rilevati in terra, in quanto possiede elevata resistenza e la compattazione avviene agevolmente;
- è il più idoneo materiale per realizzare riempimenti a tergo di opere di sostegno in quanto esercita su di esse modeste spinte e consente il drenaggio delle acque di infiltrazione;
- è caratterizzato da elevata permeabilità e quindi in particolari situazioni può essere necessario realizzare opportune opere di sbarramento idraulico, per limitare i flussi idrici.

Un terreno a grana fine è caratterizzato dalle seguenti proprietà ingegneristiche:

- è spesso scarsamente resistente e molto compressibile;
- è fortemente influenzato dalla presenza di acqua interstiziale;
- frequentemente, gli assestamenti sotto carico non si esauriscono se non dopo un lungo intervallo temporale;
- non è idoneo come materiale di riempimento in quanto può esercitare spinte significative;
- non è idoneo per rilevati in terra a causa della modesta resistenza e della sua scarsa attitudine ad essere compattato;
- è sede di fenomeni di instabilità nei pendii;
- è praticamente impermeabile, aspetto che lo rende idoneo in interventi di impermeabilizzazione.

Terreni che contengono parti organiche, sufficienti a conferire sfavorevoli caratteristiche meccaniche al terreno, sono caratterizzati da: **limitata resistenza ed elevata compressibilità, anche in assenza di carichi applicati, a causa della particolare struttura porosa fortemente alterabile**. **Tali materiali non sono perciò idonei come terreni di fondazione.**

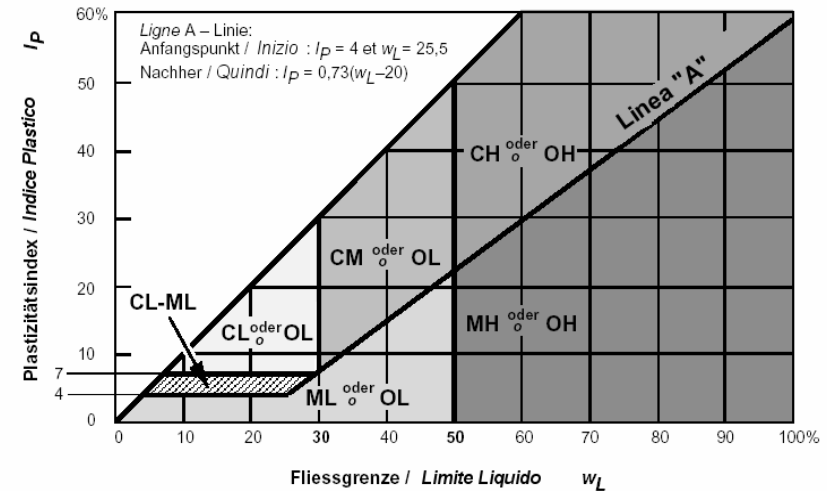
SISTEMA USCS

Il sistema **USCS** (*Unified Soil Classification System*), sviluppato da Casagrande, è consigliato in Italia dalle raccomandazioni dell'AGI (*Associazione Geotecnica Italiana*). In tale sistema, le terre sono suddivise in **cinque gruppi principali**:

- **due a grana grossa** (passante al setaccio n°200–0,074 mm < 50%), **ghiaie e sabbie** (indicate rispettivamente con i simboli **G** e **S**);
- **tre a grana fine** (passante al setaccio n°200–0,074 mm > 50%), ossia **limi inorganici** (individuati dal simbolo **M**), **argille inorganiche** (simbolo **C**) e **terre (limi e argille) organiche** (simbolo **O**).

Si hanno terre organiche quando il rapporto tra il limite liquido eseguito sul materiale essiccato in forno e quello eseguito sul materiale naturale è inferiore a 0,75.

	Tipo di terreno		Simbolo
Tipo di terreno principale	grana grossa	ghiaia sabbia	G S
	grana fine	limo argilla	M C
	organico	limi e argille organiche terreno torboso	O Pt
Caratteristiche descrittive	grana grossa	distribuzione buona distribuzione scarsa distribuzione uniforme eccesso di fini	W P U F
	grana fine	debole plasticità $w_L < 35\%$ media plasticità $35\% \leq w_L < 50\%$ alta plasticità $w_L \geq 50\%$	L I H



I materiali a grana fine vengono suddivisi a seconda che il limite liquido sia $w_L \geq 50\%$ (in tal caso si introduce l'ulteriore simbolo **H**, per cui si avrà **CH**, **MH**, **OH**), oppure $w_L < 50\%$ (in tal caso si introduce il simbolo **L** e pertanto si avrà **CL**, **ML**, **OL**).

Le terre a grana grossa, se la percentuale di fine è inferiore a 5%, sono suddivise sulla scorta della curva granulometrica in **ben assortite** (si aggiunge in questo caso al simbolo principale **G** o **S** il simbolo **W**, ottenendo **GW** o **SW**) e **poco assortite** (nuovo simbolo **P**, per cui si avrà **GP** o **SP**).

Se invece la percentuale di fine è superiore al 12%, avendo questa una grossa influenza sul comportamento del materiale, occorre metterne in conto le caratteristiche. Si eseguono pertanto su tale frazione i limiti di Atterberg e se si ottiene un indice di plasticità inferiore al 4%, oppure se il punto caratteristico cade sotto la linea A, il materiale è contrassegnato con il nuovo simbolo **M**, per cui si avrà **GM** o **SM**. Se invece $I_P > 7\%$, oppure se il punto cade sopra la retta A, si ha un materiale con fine plastico, per cui si introdurrà il simbolo **C** e si avrà **GC** o **SC**.

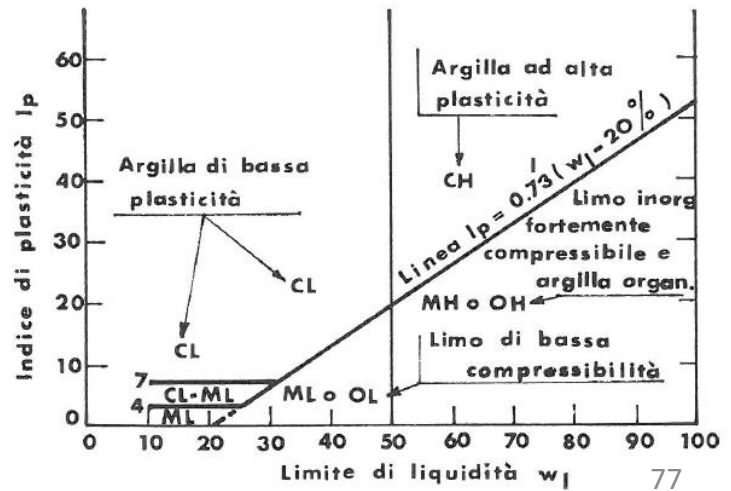
In particolare i **terreni a grana grossa** vengono classificati sulla base dei risultati dell'analisi granulometrica in ghiaie (G) e sabbie (S) a seconda che la percentuale passante al setaccio N. 4 (4.76 mm) sia rispettivamente minore o maggiore del 50%. Quindi viene analizzata la componente fine del materiale (passante al setaccio N.200):

- 1) se essa risulta minore del 5% allora si considera solo l'assortimento del materiale sulla base dei valori del coefficiente di uniformità, U , e di curvatura, C (se $U > 4$ e $1 < C < 3$, per le ghiaie o $U > 6$ e $1 < C < 3$, per le sabbie, allora il materiale si considera ben gradato e come secondo simbolo si adotta W , altrimenti si considera poco gradato e si adotta il simbolo P);
- 2) se essa risulta maggiore del 12% allora viene classificata, dopo averne misurato i limiti di Atterberg (sul passante al setaccio N. 40), con riferimento ad una carta di plasticità derivata da quella di Casagrande con alcune modifiche, come limo (M) o argilla (C), che verrà utilizzato come secondo simbolo;
- 3) se essa è compresa tra il 5 e il 12% allora verrà classificata sia la granulometria della frazione grossolana (ben assortita, W , o poco assortita, P) secondo il criterio mostrato al punto 1) sia la componente fine (M o C) secondo il criterio indicato al punto 2), ottenendo così un doppio simbolo (ad es. $SW-SM$).

I terreni a grana fine vengono classificati per mezzo della Carta di plasticità di Casagrande modificata.

Terre a grana grossa – frazione fine $\leq 50\%$				
	frazione diametro > 4.76 mm	Simbolo	frazione fine	criteri classificazione
GHIAIE	$\geq 50\%$	GW	$< 5\%$	$C_u > 4$
		GP	$< 5\%$	$C_u < 4$
		GM	$> 12\%$	$PI < 4$; sotto retta A
		GC	$> 12\%$	$PI > 7$; sopra retta A
		GM/GC	$> 12\%$	$PI = 4 \div 7$; sopra retta A
SABBIE	$< 50\%$	SW	$< 5\%$	$C_u > 6$
		SP	$< 5\%$	$C_u < 6$
		SM	$> 12\%$	$PI < 4$; sotto retta A
		SC	$> 12\%$	$PI > 7$; sopra retta A
		SM/SC	$> 12\%$	$PI = 4 \div 7$; sopra retta A

Terre a grana fine – frazione fine $> 50\%$			
	Simbolo		criteri classificazione
ARGILLE INORGANICHE	CL	CH	Valore del limite liquido: valore di soglia $w_L = 50\%$ (Carta di plasticità)
LIMI INORGANICI	ML	MH	
LIMI E ARGILLE ORGANICI	OL	OH	



Divisioni principali		Simbolo del gruppo	Denominazioni tipiche		Procedure di identificazione in sito		Criteri di classificazione in laboratorio					
1	2	3	4		5	6						
TERRE A GRANA GROSSA Frazione trattenuta al n. 200 ASTM > 50%	GHIAIE frazione trattenuta al n. 4 ≥ 50%	passante n. 200 n. 200 < 5% assenza o presenza modesta di fine	GW	ghiaie pulite con granulometria ben assortita miscele di ghiaia e sabbia	curva granulometrica ben assortita e comprendente grani di dimensioni molto differenti	• determinare le percentuali di ghiaia e sabbia della curva granulometrica • in relazione alla percentuale di passante al n. 200 le terre granulari vengono classificate come segue: GW, GP, SW, SP GM, GC, SM, SC necessari due simboli (es.: GW-GM SW-SM)	$c_u = D_{60} / D_{10}$ (> 4) $c_c = D_{30}^2 / (D_{10} \cdot D_{60})$ ($1 < c_c < 3$)					
		passante n. 200 n. 200 > 12% presenza di fine non trascurabile	GP	ghiaie pulite con granulometria poco assortita miscele di ghiaia e sabbia	curva granulometrica poco assortita e ristretta a grani di dimensioni molto simili		non soddisfatte le relazioni sopraindicate per GW					
		passante n. 200 n. 200 < 5% assenza o presenza modesta di fine	GM	ghiaie limose miscele di ghiaia, sabbia e limo	la frazione fine è caratterizzata da una modesta plasticità		lim. di Atterberg sotto la retta «A» o $PI < 4$					
			GC	ghiaie argillose miscele di ghiaia, sabbia e argilla	la frazione fine presente è plastica		sopra la retta «A» con $4 < PI < 7$ classificare la terra con doppio simbolo (es.: GM - GC)					
	SABBIE frazione passante al n. 4 > 50%	passante n. 200 n. 200 < 5% assenza o presenza modesta di fine	SW	sabbie pulite con granulometria ben assortita sabbie ghiaiose	curva granulometrica ben assortita e comprendente grani di dimensioni molto differenti		$c_u > 6$ $1 < c_c < 3$					
		passante n. 200 n. 200 > 12% presenza di fine non trascurabile	SP	sabbie pulite con granulometria poco assortita	curva granulometrica poco assortita e ristretta a grani di dimensioni molto simili		non soddisfatte le relazioni sopraindicate per SW					
			SM	sabbie limose miscele di sabbia e limo	la frazione fine presente è caratterizzata da una plasticità modesta o nulla		lim. di Atterberg sotto la retta «A» o $PI < 4$					
			SC	sabbie argillose miscele di sabbia e argilla	la frazione fine presente è plastica		lim. di Atterberg sopra la retta «A» o $PI > 7$					
								nella zona tratteggiata con $4 < PI < 7$ classificare la terra con doppio simbolo (es.: SW - SM)				
		TERRE A GRANA FINE Frazione passante al n. 200 ASTM > 50%	se $w_L < 50\%$ indice L	sotto la retta «A» e nella zona trattegg. del diagramma di plasticità	OL		limi organici argille limose organiche di bassa plasticità	procedure di identificazione sul passante al n. 40	CARTA DI PLASTICITÀ DI CASAGRANDE (per la classificazione delle terre a grana fine)			
ML	limi inorganici; sabbie molto fini; farina di roccia; sabbie fini limose o argillose; limi argillosi di bassa plasticità											
CL	argille inorganiche di medio-bassa plasticità; argille ghiaiose o sabbiose; argille limose; argille magre											
se $w_L \geq 50\%$ indice H	sotto la retta «A» del diagramma di plasticità		OH	argille organiche di medio-alta plasticità limi organici	resistenza alla frantumazione	reazione allo scuotimento	consistenza in prossimità di w_p					
			MH	limi inorganici; sabbie fini o limi micacei o dilatometrici;	bassa-media	lenta	bassa					
	sopra la retta «A» del diagramma di plasticità		CH	argille inorganiche di elevata plasticità; argille grasse	nulla-bassa	rapida-lenta	nulla					
				media-alta	nulla molto lenta	media						
TERRE ALTAMENTE ORGANICHE			P _t	torbe ed altre terre altamente organiche	media-alta	nulla molto lenta	bassa-media					
					bassa-media	nulla-lenta	bassa-media					
					alta molto alta	nulla	alta					

Nota: $c_u = D_{60} / D_{10}$ = coefficiente di uniformità
 $c_c = D_{30}^2 / (D_{10} \cdot D_{60})$ = coefficiente di curvatura

La linea U nel diagramma di plasticità costituisce il limite, superiore del limite di liquidità e dell'indice di plasticità; vicino a questa linea ricadono argille attive come la bentonite.

SISTEMA UNIFICATO DI CLASSIFICAZIONE DELLE TERRE

Criteri per l'assegnazione del simbolo e del nome del gruppo ^A .				Classificazione terre	
				Simbolo gruppo	Nome gruppo
<i>Terreni a grana grossa.</i> Più del 50% è trattenuto dal setaccio n°200 (0,075 mm)	<i>Ghiaie.</i>	Ghiaia pulita.	$Cu \geq 4$ e $1 \leq Cc \leq 3$ ^E .	GW	Ghiaia ben assortita ^F .
	Più del 50% della frazione è trattenuta al setaccio n° 4 (4,76 mm)	Parte fine minore del 5% ^C .	$Cu < 4$ e/o $1 > Cc > 3$ ^E .	GP	Ghiaia scarsamente assortite ^F .
		Ghiaia con più fino.	Classificata fine come ML o MH.	GM	Ghiaia limose ^{F,G,H} .
		Parte fine maggiore del 12% ^C .	Classificata fine come CL o CH.	GC	Ghiaia argillosa ^{F,G,H} .
	<i>Sabbie.</i>	Sabbia pulita.	$Cu \geq 6$ e $1 \leq Cc \leq 3$ ^E .	SW	Sabbia ben assortite.
	Meno del 50% della frazione è trattenuta al setaccio n° 4 (4,76 mm).	Parte fine minore del 5% ^D .	$Cu < 6$ e/o $1 > Cc > 3$ ^E .	SP	Sabbia scarsamente assortite ^I .
<i>Terreni a grana fine.</i> Meno del 50% è trattenuto dal setaccio n°200 (0,075 mm)		Sabbia con fino.	Classificata fine come ML o MH.	SM	Sabbia limosa ^{G,H,J} .
		Parte fine maggiore del 12% ^D .	Classificata fine come CL o CH.	SC	Sabbia argillosa ^{G,H,J} .
	<i>Limi e argille.</i>	Inorganiche	$PI > 7$ e disegnato sopra o sulla linea A ^J .	CL	Argilla magra ^{K,L,M} .
	Limite liquido minore di 50.		$PI < 4$ e disegnato sotto la linea A ^J .	ML	Limo inorganico ^{K,L,M} .
		Organiche	Limite liquido essiccato $< 0,75$	OL	Argilla organica ^{K,L,M,N} .
			Limite liquido non essiccato		Limo organico ^{K,L,M,N} .
	<i>Limi e argille.</i>	Inorganiche	PI disegnato sopra o sulla linea A.	CH	Argilla grassa ^{K,L,M} .
	Limite liquido maggiore o uguale a 50.		PI al di sotto la linea A.	MH	Limo "elastico" ^{K,L,M} .
			Limite liquido essiccato $< 0,75$	OH	Argilla organica ^{K,L,M,P} .
			Limite liquido non essiccato		Limo organico ^{K,L,M,Q} .

A Basato sull'esame del materiale che passa al setaccio di 75 mm (3 in)

B Se il campione contiene ciottoli o massi tondeggianti o entrambi, scrivere "con ciottoli o massi tondeggianti o entrambi" dopo il nome del gruppo

C La ghiaia con parte fine compresa tra 5 e 12% richiede la doppia dicitura:

GW-GM ghiaia ben assortita con limo
GW-GC ghiaia ben assortita con argilla
GP-GM ghiaia scarsamente assortita con limo
GP-GC ghiaia scarsamente assortita con argilla

D La sabbia con parte fine compresa tra 5 e 12% richiede la doppia dicitura:

SW-SM sabbia ben assortita con limo
SW-SC sabbia ben assortita con argilla
SP-SM sabbia scarsamente assortita con limo
SP-SC sabbia scarsamente assortita con argilla

$$E \quad Cu = D_{60}/D_{10} \quad Cc = (D_{30})^2 / D_{10} \times D_{60}$$

F Se il terreno contiene più del 15% di sabbia, allora aggiungere la dicitura "con sabbia" nel nome del gruppo

G Se è classificato fine come CL-ML, usare il doppio simbolo GC-GM o SC-SM

H Se le parti fini sono organiche, aggiungere la dicitura "con parte fine organica" al nome del gruppo

I Se il terreno contiene più del 15% di ghiaia, allora aggiungere la dicitura "con ghiaia" al nome del gruppo

J Se i limiti di Atterberg, ricadono nell'area tratteggiata allora il terreno è CL-ML argilla limacciosa

K Se il terreno contiene tra il 15 ed il 29% nel setaccio n°200 (0,074 mm) allora aggiungere la dicitura "con sabbia" o "con ghiaia" a seconda di quale è prevalente

L Se il terreno contiene più del 30% nel setaccio n° 200 (0,074 mm), ed è predominante la sabbia, allora aggiungere la dicitura "con sabbia" al nome del gruppo

M Se il terreno contiene più del 30% nel setaccio n° 200 (0,074 mm), ed è predominante la ghiaia, allora aggiungere la dicitura "con ghiaia" al nome del gruppo

N $PI \geq 4$ e al di sopra o sulla linea A

O $PI < 4$ o al sotto la linea A

P PI al disopra o sulla linea A

Q PI al di sotto la linea a

SISTEMA AASHO

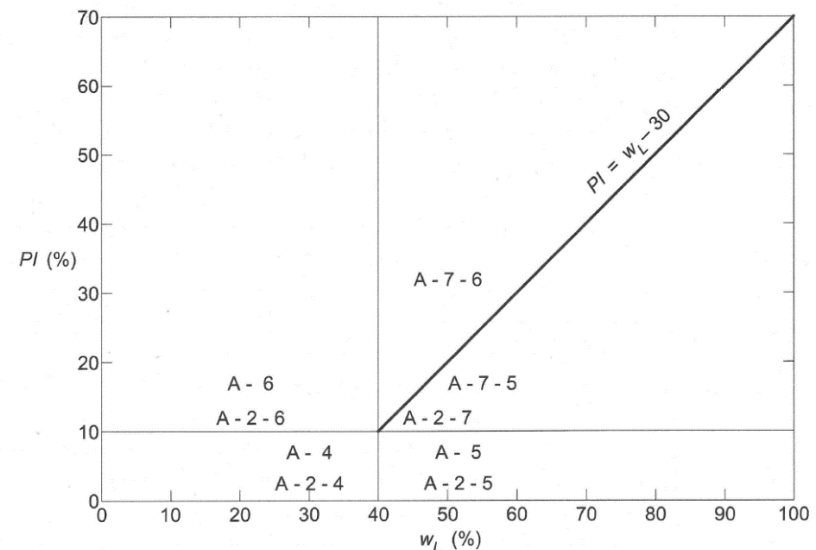
Il secondo sistema di classificazione, noto come sistema **AASHTO** (*American Association of State Highway Officials*) e ripreso dalle **norme UNI EN ISO 14688 e 11531-1**, **è quello comunemente impiegato nel settore delle costruzioni stradali**.

In questo sistema le terre inorganiche sono suddivise in 7 gruppi principali, da A-1 ad A-7, che a loro volta comprendono complessivamente 12 sottogruppi.

(AASHTO M 145-82)	Materiali granulari Passante al setaccio n. 200 (0.075 mm) uguale o minore del 35%							Materiali limosi e argillosi Passante al setaccio n. 200 superiore al 35%			
Gruppi di classificazione	A-1		A-3	A-2				A-4	A-5	A-6	A-7
	A-1-a	A-1-b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7				A-7-5 A-7-6
Analisi granulometrica % passante al setaccio n. 10 (2 mm) n. 40 (0.425 mm) n. 200 (0.075 mm)	50 max 30 max 15 max	- 50 max 25 max	- 51 min 10 max	- - 35 max	- - 35 max	- - 35 max	- - 35 max	- - 36 min	- - 36 min	- - 36 min	- - 36 min
Caratteristiche delle frazioni passanti al n. 40 Limite di liquidità w_L Indice di plasticità PI	- 6 max		- N.P.	40 max 10 max	41 min 10 max	40 max 11 min	41 min 11 min	40 max 10 max	41 min 10 max	40 max 11 min	41 min 11 min *
Tipi usuali di materiali principali	Frammenti di roccia ghiaia e sabbia		Sabbia fine	Ghiaia limosa o argillosa e sabbia				Terre limose		Terre argillose	
Giudizio per impiego come sottofondo	Da eccellente a buono						Da buono a povero				
* L'indice di plasticità PI del sottogruppo A-7-5 è uguale o minore del limite di liquidità $w_L - 30$, mentre per il sottogruppo A-7-6 PI è maggiore del limite di liquidità $w_L - 30$.											

La suddivisione è basata sui passanti ai setacci 10, 40 e 200 e sui valori del limite di liquidità w_L e dell'indice di plasticità I_p determinati sul passante al vaglio n. 40.

Alle **terre a grana grossa** appartengono i gruppi A-1, A-2 e A-3; a quelle **a grana fine** i gruppi A-4, A-5, A-6 e A-7.



UNI 11531-1:2014

Costruzione e manutenzione delle opere civili delle infrastrutture - Criteri per l'impiego dei materiali - Parte 1: Terre e miscele di aggregati non legati. La norma contiene istruzioni utili per l'applicazione in Italia delle UNI EN ISO 14688, UNI EN 13242, UNI EN 13285 e fornisce ragguagli sulla classificazione delle terre, sulla designazione degli aggregati e delle loro miscele non legate e sui criteri per la verifica di conformità. La norma indica i valori di riferimento per le caratteristiche tecniche in relazione a ciascuna destinazione d'impiego.

UNI 11531-2:2021

Costruzione e manutenzione delle opere civili delle infrastrutture - Criteri per l'impiego dei materiali - Parte 2: Materiali granulari e miscele di aggregati legati con leganti idraulici e aerei. La norma ha lo scopo di fornire istruzioni per l'applicazione in Italia delle varie parti della UNI EN 14227. Essa indica i valori di riferimento per le caratteristiche tecniche in relazione a ciascuna destinazione d'uso.

UNI EN ISO 14688-1:2018

Indagini e prove geotecniche - Identificazione e classificazione dei terreni - Parte 1: Identificazione e descrizione

La norma stabilisce i principi base per l'identificazione e classificazione dei terreni sulla base di materiali e masse caratteristici più comunemente utilizzati. La descrizione e l'identificazione di carattere generale dei terreni è basata su un sistema flessibile per l'immediato impiego (in sito) da parte di personale qualificato e considera materiali e masse caratteristici attraverso tecniche manuali e visive. La norma si applica ai terreni naturali in sito e a materiali simili realizzati in sito. L'identificazione e la descrizione delle rocce è trattata dalla UNI EN ISO 14689.

UNI EN ISO 14688-2:2018

Indagini e prove geotecniche - Identificazione e classificazione dei terreni - Parte 2: Principi per una classificazione.

La norma si applica ai terreni naturali in sito e a materiali simili realizzati in sito e stabilisce i principi base per l'identificazione e la classificazione dei terreni sulla base di materiali e masse caratteristici più comunemente utilizzati. I principi di classificazione consentono il raggruppamento dei terreni in classi di composizione e di proprietà geotecniche simili. L'identificazione e la descrizione dei terreni sono trattate dalla UNI EN ISO 14688-1, mentre quelle delle rocce sono trattate dalla UNI EN ISO 14689.

CLASSIFICAZIONE DELLE TERRE: UNI EN ISO 14688 1-2

UNI EN 14688-1 Indagini e prove geotecniche - Identificazione e classificazione dei terreni - Identificazione e descrizione

UNI EN 14688-2 Indagini e prove geotecniche - Identificazione e classificazione dei terreni - Parte 2: Principi per una classificazione

La UNI EN ISO 14688 definisce la terra nel seguente modo:

ogni roccia sciolta o frammentaria, incoerente per natura o che diviene tale in seguito a più o meno prolungato contatto con acqua, ovvero insieme di granuli minerali e/o organici separabili con debole azione meccanica ottenuti da scavi o provenienti da cave, salvo l'eventuale passaggio su un vaglio sgrossatore.

È altresì denominata terra il risultato della miscelazione di due terre o di una terra e di un aggregato naturale.

Sono escluse dalla definizione i depositi antropici e le miscele di terre con aggregati di origine non naturale

La norma UNI EN 14688-2 indica nella **distribuzione granulometrica, nelle caratteristiche di plasticità, nel contenuto in materiale organico e nell'origine del terreno** gli elementi fondamentali per la classificazione.

La dimensione delle particelle è chiaramente l'elemento che contraddistingue i vari tipi di terreno, contraddistinti dai simboli:

- Gr (Gravel – Ghiaia)
- Sa (Sand – Sabbia)
- Si (Silt – Limo)
- Cl (Clay – Argilla)
- Co (Cobble – Ciottolo)
- Bo (Boulder – Masso)

Frazione	Sottofrazione	Simbolo	Dimensioni D (mm)
Grossa	Grandi blocchi	LBo	$D > 630$
	Blocchi	Bo	$200 \div 630$
	Ciottoli	Co	$63 \div 200$
Media	Ghiaia	Gr	$2 \div 63$
	Ghiaia grossa	CGr	$20 \div 63$
	Ghiaia media	MGr	$6.3 \div 20$
	Ghiaia fine	FGr	$2 \div 6.3$
	Sabbia	Sa	$0.063 \div 2$
	Sabbia grossa	CSa	$0.63 \div 2$
	Sabbia media	MSa	$0.2 \div 0.63$
	Sabbia fina	FSa	$0.063 \div 0.2$
Fine	Limo	Si	$0.002 \div 0.063$
	Limo grosso	CSi	$0.02 \div 0.063$
	Limo medio	MSi	$0.0063 \div 0.02$
	Limo fine	FSi	$0.002 \div 0.0063$
	Argilla	Cl	$D < 0.002$

CRITERI UNI EN ISO 14688 DI CLASSIFICAZIONE DELLE TERRE

Classificazione generale	Terre ghiaio-sabbiose Frazione passante allo staccio 0.063 mm ≤ 35%							Terre limo-argillose Frazione passante allo staccio 0.063 mm > 35%					Torbe e terre organiche palustri
Gruppo	A1		A3	A2				A4	A5	A6	A7		A8
Sottogruppo	A1-a	A1-b		A2-4	A2-5	A2-6	A2-7				A7-5	A7-6	
Frazione passante allo staccio													
2 mm	≤ 50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
0.4 mm	≤ 30	≤ 50	> 50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
0.063 mm	≤ 15	≤ 25	≤ 10	≤ 35	≤ 35	≤ 35	≤ 35	> 35	> 35	> 35	> 35	> 35	> 35
Caratteristiche della frazione passante allo staccio 0.4 mm													
LL (Limite liquido)	-	-	-	≤ 40	> 40	≤ 40	> 40	≤ 40	> 40	≤ 40	> 40	> 40	> 40
IP (Indice di plasticità)	≤ 6	≤ 6	N.P.	≤ 10	≤ 10	> 10	> 10	≤ 10	≤ 10	> 10	> 10	> 10	> 10
											IP ≤ LL-30	IP > LL-30	
Indice di gruppo	0		0	0				≤ 4	≤ 8	≤ 12	≤ 16	≤ 20	
Tipi usuali dei materiali caratteristici costituenti il gruppo	Ghiaia o breccia, ghiaia o breccia sabbiosa, sabbia grossa, pomice, scorie vulcaniche, pozzolane		Sabbia fina	Ghiaia o sabbia limosa o argillosa				Limi poco compressibili	Limi molto compressibili	Argille poco compressibili	Argille molto compressibili e mediamente plastiche	Argille molto compressibili e molto plastiche	Torbe di recente o remota formazione e, detriti organici
Qualità portanti quale terreno di sottofondo in assenza di gelo	da eccellente a buono					Da mediocre a scadente							Da scartare
Azione del gelo sulle qualità portanti	Nessuna o lieve			Media				Molto elevata	Media	Elevata	Media		
Ritiro e rigonfiamento	Nulla			Nulla o lieve				Lieve o medio	Elevato	Elevato	Molto elevato		
Permeabilità	Elevata			Media o scarsa					Scarsa o nulla				

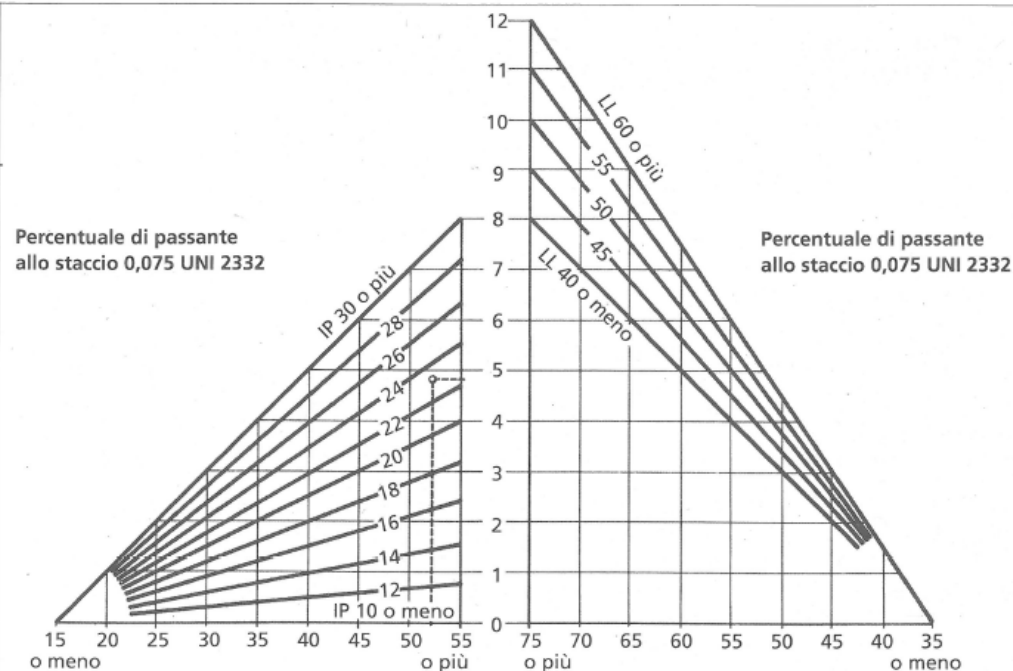
Indice di gruppo.

(*) L'indice di gruppo I_g si può definire come un coefficiente di qualità di una terra, ed è espresso dalla relazione seguente:

$$I_g = 0.2 \cdot a + 0.005 \cdot a \cdot c + 0.01 \cdot b \cdot d$$

- a** è la percentuale di passante al setaccio 0.075 UNI 2332 meno 35. Se tale percentuale è maggiore di 75 si indicherà sempre con 75, se è minore di 35 si indicherà sempre con 35
- b** è la percentuale di passante al setaccio 0.075 UNI 2332 meno 15. Se tale percentuale è maggiore di 55 si indicherà sempre con 55, se è minore di 15 si indicherà sempre con 15
- c** è il valore del limite liquido LL meno 40. Se tale valore è maggiore di 60 lo si indicherà sempre con 60, se è minore di 40 lo si indicherà sempre con 40.
- d** è il valore dell'indice di plasticità meno 10. Se tale valore è maggiore di 30 lo si indicherà sempre con 30, se è minore di 10 lo si indicherà sempre con 10.

Sia i valori di **a**, **b**, **c**, **d** sia quelli dell'indice di gruppo vengono approssimati al valore intero più vicino.



Indice di gruppo I_g = somma delle ordinate dei due diagrammi $\begin{cases} LL = \text{limite liquido;} \\ IP = \text{indice di plasticità.} \end{cases}$

L'indice di gruppo si può definire come un coefficiente di qualità di una terra espresso dalla relazione

$$I_g = 0,2 a + 0,005 a \cdot c + 0,04 b \cdot d$$

dove:

- a è la percentuale di passante allo staccio 0,075 UNI 2332 meno 35. Se tale percentuale è maggiore di 75 si indicherà sempre con 75, se è minore di 35 si indicherà sempre con 35;
- b è la percentuale di passante allo staccio 0,075 UNI 2332 meno 15. Se tale percentuale è maggiore di 55 si indicherà sempre con 55, se è minore di 15 si indicherà sempre con 15;
- c è il valore del limite liquido LL meno 40. Se tale valore è maggiore di 60 lo si indicherà sempre con 60, se è minore di 40 lo si indicherà sempre con 40;
- d è il valore dell'indice di plasticità IP meno 10. Se tale valore è maggiore di 30 lo si indicherà sempre con 30, se è minore di 10 lo si indicherà sempre con 10.

Sia i valori di a, b, c, d sia quelli dell'indice di gruppo vengono approssimati al numero intero più vicino.

I valori dell'indice di gruppo possono essere ricavati graficamente dal diagramma della figura.

Nel diagramma di destra si riporta in ascisse la percentuale di passante allo staccio 0,075 UNI 2332 e si conduce una verticale fino al valore del LL posseduto dalla terra, leggendo il valore dell'ordinata in corrispondenza del punto così trovato.

Nel diagramma di sinistra si riporta in ascisse la percentuale di passante allo staccio 0,075 UNI 2332 e si traccia una verticale fino al valore che individua l'IP della terra; leggendo il valore dell'ordinata in corrispondenza del punto così trovato.

La somma dei due valori delle ordinate fornisce l'indice di gruppo della terra.

Esempio:

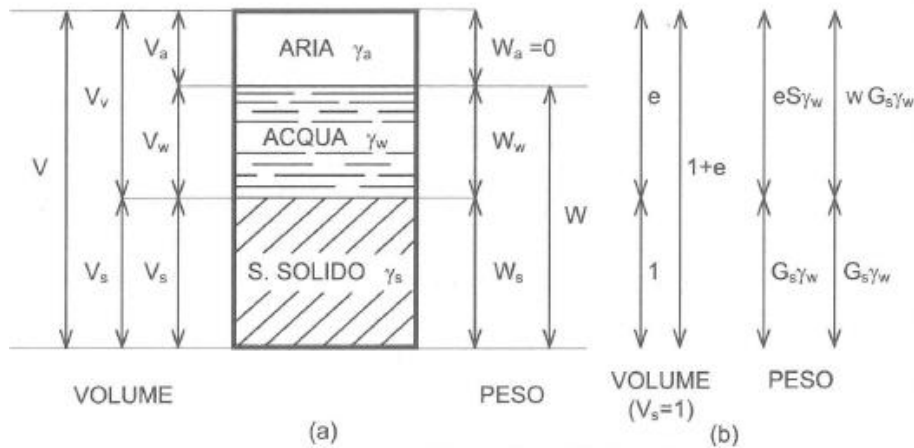
Passante allo staccio 0,075 UNI 2332 = 52%; LL = 47 IP = 23

Per cui:

$$I_g = 4,1 + 4,8 = 8,9 \approx 9$$

a cui corrisponde una classificazione $A_{7,6}$; infatti, secondo la Tab. STR. 10, si può classificare il terreno con $I_g = 9$ tra i gruppi A_5 , A_6 , A_7 . Il limite liquido $LL = 47$ esclude il gruppo A_6 ; l'indice di plasticità $IP = 23$ esclude altresì il gruppo A_5 ; la disuguaglianza $IP > LL - 30 = 23 > 47 - 30 = 17$ individua univocamente il gruppo $A_{7,6}$.

ESERCIZI



$$\gamma_W = \frac{W_W}{V_W} = \text{peso dell'unità di volume dell'acqua}$$

$$\gamma_S = \frac{W_S}{V_S} = \text{peso dell'unità di volume dello scheletro solido}$$

$$\gamma_d = \frac{W_S}{V} = \text{peso dell'unità di volume del terreno secco}$$

$$G_S = \frac{\gamma_S}{\gamma_W} = \text{peso specifico della fase solida}$$

$$e = \frac{V_V}{V_S} = \text{indice dei vuoti}$$

$$v = \frac{V}{V_S} = 1 + e = \text{volume specifico}$$

$$n = \frac{V_V}{V} = \frac{e}{1 + e} = \text{porosità}$$

$$w = \frac{W_W}{W_S} = \text{contenuto d'acqua}$$

$$S = \frac{V_W}{V_V} = \text{grado di saturazione}$$

$$e = \frac{V_V}{V_S} = \frac{\gamma_S}{W_S} \frac{V_W}{S} = \frac{\gamma_S}{\gamma_W} \cdot \frac{W_W}{W_S} \cdot \frac{1}{S} = G_S \cdot w \cdot \frac{1}{S}$$

$$\text{e quindi: } S \cdot e = G_S \cdot w$$

$$\gamma = \frac{W}{V} = \text{peso dell'unità di volume totale}$$

È immediato poi ottenere che: $\gamma = \frac{W_S + W_W}{V}$

$$\text{per } S = 0 \Rightarrow W_W = 0 \Rightarrow \gamma = \gamma_d$$

$$\text{per } S = 1 \Rightarrow V_W = V_V \Rightarrow \gamma = \frac{W_S}{V} + \frac{\gamma_W \cdot V_V}{V} = \gamma_d + n\gamma_W$$

Esercizio

Si consideri un recipiente di volume totale V pari a 1 m^3 , riempito completamente con sabbia umida di peso specifico dei grani $G_s = 2,65$. Il peso umido netto della sabbia P_u sia di $18,63 \text{ kN}$; il suo peso secco netto P_s sia invece di $16,57 \text{ kN}$.

Si determinino:

- 1) il contenuto d'acqua w ;
- 2) il peso di volume secco γ_d ;
- 3) la porosità n ;
- 4) il grado di saturazione S_r ;
- 5) il peso di volume saturo γ_{sat}

Soluzione

- 1) Per determinare il contenuto d'acqua [$w = (P_w/P_s) \times 100$] è necessario conoscere il peso dell'acqua interstiziale P_w

$$P_w = P_u - P_s = 18.63 - 16.57 = 2.06 \text{ kN}$$

$$w(\%) = \frac{P_w}{P_s} \cdot 100 = \frac{2.06}{16.57} \cdot 100 = 12.4\%$$

- 2) Il peso di volume secco γ_d è espresso dal rapporto tra il peso P_s della fase solida ed il volume totale V :

$$\gamma_d = \frac{16.57}{1} = 16.57 \text{ kN} / \text{m}^3$$

- 3) La porosità n è pari al rapporto tra il volume dei vuoti V_v ed il volume totale V . Per determinare il volume dei vuoti V_v è necessario conoscere il volume della fase solida V_s :

$$V_s = \frac{P_s}{G_s \cdot \gamma_w} = \frac{16.57}{2.65 \cdot 9.81} = 0.637 m^3$$

$$V_v = V - V_s = 1 - 0.637 = 0.363 m^3$$

$$n(\%) = \frac{V_v}{V} \cdot 100 = \frac{0.363}{1} \cdot 100 = 36.3\%$$

- 4) Il grado di saturazione S_r è pari al rapporto tra il volume dell'acqua interstiziale V_w e quello dei vuoti V_v :

$$V_w = \frac{P_w}{\gamma_w} = \frac{2.06}{9.81} = 0.210 m^3$$

$$S_r(\%) = \frac{V_w}{V_v} \cdot 100 = \frac{0.210}{0.363} \cdot 100 = 57.9\%$$

- 5) Il peso di volume saturo γ_{sat} è pari al rapporto tra il peso totale ($P_s + P_w^*$), nell'ipotesi di completa saturazione ($S = 100\%$), ed il volume totale V :

$$P_w^* = \gamma_w \cdot V_v = 9.81 \cdot 0.363 = 3.56 kN \quad \gamma_{sat} = \frac{P_s + P_w^*}{V} = \frac{16.57 + 3.56}{1} = 20.13 kN / m^3$$

Esercizio

Il terreno naturale di una cava ha le seguenti proprietà:

$$w = 12\%$$

$$e = 0,54$$

$$G_s = 2,65$$

Questo terreno viene adoperato per la costruzione di un rilevato che, finito, occuperà un volume di $40\,000\text{ m}^3$. Il terreno, dopo la posa in opera ed il costipamento, ha un $\gamma_d = 18,30\text{ kN/m}^3$. Il terreno viene caricato su camion; il peso del materiale trasportato mediamente da ogni camion è di 62 kN .

Determinare:

- 1) il grado di saturazione, il peso di volume secco ed il peso di volume della terra in cava;
- 2) quanti camion sono necessari per il trasporto dalla cava del materiale occorrente alla formazione del rilevato;
- 3) il volume scavato nella cava dopo l'asportazione del materiale

Soluzione

Sapendo che:

$$S_r = \frac{V_w}{V_v} \quad w = \frac{P_w}{P_s} = 0,12 \quad e = \frac{V_v}{V_s} = 0,54 \quad G_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_w} = \frac{P_s}{V_s} \cdot \frac{1}{\gamma_w} = 2,65$$

Ponendo:

$$P_s = 10\text{ kN}$$

Si ha:

$$P_w = 0,12 P_s = 1,2\text{ kN}$$

$$V_w = \frac{P_w}{\gamma_w} = \frac{1,2}{10} = 0,12$$

$$V_s = \frac{P_s}{G \cdot \gamma_w} = \frac{10}{2,65 \cdot 10} = 0,377 m^3$$

$$V_v = e \cdot V_s = 0,54 \cdot 0,377 = 0,203 m^3$$

Quindi:

$$S_r = \frac{0,120}{0,203} = 0,59 = 59\%$$

O anche:

$$S_r = \frac{w \cdot G_s}{e} = \frac{0,12 \cdot 2,65}{0,54} = 0,59 = 59\%$$

Il peso di volume è dato da:

$$\gamma = \frac{P_s + P_w}{V} = \frac{10 + 1,2}{0,58} = 19,3 kN / m^3$$

O anche:

$$\gamma = \frac{G_s \cdot \gamma_w (1 + w)}{1 + e} = \frac{2,65 \cdot 10 \cdot (1 + 0,12)}{1 + 0,54} = \frac{29,7}{1,54} = 19,3 kN / m^3$$

Il peso del terreno dopo la posa in opera sarà dato, essendo $\gamma_d = P_s/V$ da:

$$P_s = \gamma_d \cdot V = 18,3 \cdot 40.000 = 732.000kN$$

$$P_w = 0,12 \cdot P_s = 0,12 \cdot 732.000 = 87.840kN$$

Il peso totale è quindi:

$$P = P_w + P_s = 819.840kN$$

Il numero di camion sarà quindi:

$$n_{camion} = \frac{819.840}{62} = 13.220$$

Il volume scavato nella cava dopo l'asportazione del materiale è dato da:

$$\frac{819.840}{19,3} = 42.500m^3$$

Esempio 2.1

Una sabbia è caratterizzata dai seguenti parametri:

$$\begin{aligned}e &= 0.76 \\e_{max} &= 0.93 \\e_{min} &= 0.59\end{aligned}$$

Valutare la densità relativa in tali condizioni. Calcolare inoltre la variazione dell'indice dei vuoti in seguito ad un processo di addensamento che porta la densità relativa al 75%.

Nelle condizioni iniziali la densità relativa vale:

$$D_R = \frac{0.93 - 0.76}{0.93 - 0.59} = 0.50$$

la sabbia è quindi mediamente densa.

In seguito all'addensamento:

$$\begin{aligned}D_R = 0.75 &= \frac{0.93 - e}{0.93 - 0.59} \Rightarrow \\ \Rightarrow e &= 0.93 - 0.75(0.93 - 0.59) = 0.675\end{aligned}$$

Un campione di argilla è caratterizzato dai seguenti parametri:

$$w = 37\%$$

$$w_L = 54\%$$

$$w_P = 22\%$$

Valutare l'indice di plasticità, l'indice di consistenza e l'indice di liquidità. Calcolare inoltre le stesse grandezze in seguito a una variazione del contenuto d'acqua pari a $w = 45\%$.

Classificare il campione di argilla utilizzando la carta di plasticità di Casagrande.

Nelle condizioni iniziali si ottiene:

$$PI = 54 - 22 = 32 \%$$

$$IC = \frac{0.54 - 0.37}{0.32} = 0.53 \quad (\text{consistenza plastica})$$

$$LI = \frac{0.37 - 0.22}{0.32} = 0.47 = 1 - IC$$

Per $w = 37\%$ e $w_L = 54\%$, il valore di PI sulla retta «A» è pari a:

$$PI(\text{retta A}) = 0.73(54 - 20) = 24.8 \%$$

Poiché $PI = 32\%$ (e $w_L = 54\%$), l'argilla è classificata inorganica di elevata plasticità.

In seguito all'incremento del contenuto d'acqua, indice di plasticità e classificazione dell'argilla non cambiano. Si ha invece:

$$IC = \frac{0.54 - 0.45}{0.32} = 0.28 \quad (\text{consistenza molle - plastica})$$

$$LI = \frac{0.45 - 0.22}{0.32} = 0.72 = 1 - IC$$

Esercizio 2.3

Su alcuni provini di laboratorio, provenienti da un riporto antropico, sono state eseguite prove di identificazione e classificazione. Si riportano una curva granulometrica rappresentativa e i valori dei limiti di Atterberg stimati sperimentalmente.
Classificare il terreno che costituisce tale riporto antropico.

Nella Tabella si riportano i risultati delle prove granulometriche eseguite per vagliatura e sedimentazione. Nella Figura E2.3.1 è illustrata la curva granulometrica risultante.

Diametro dei grani (mm)	Passante in peso (%)
19.1	100
9.53	99.2
4.75	98.3
2.0	97.5
1.0	96.5
0.59	96.0
0.42	95.7
0.25	95.4
0.177	95.2
0.125	95.0
0.075	93.8
0.0265	81.3
0.0193	75.6
0.014	69.1
0.0105	64.1
0.0074	59.6
0.0055	53.7
0.0038	46.6
0.0029	38.8
0.0024	31.1
0.0019	25.2
0.0013	15.0
0.0011	10.0

Dalla curva granulometrica è possibile valutare il diametro medio dei grani d_{50} (diametro corrispondente al 50% del passante in peso) e i diametri caratteristici d_{60} e d_{10} dai quali stimare il coefficiente di uniformità C_U :

$d_{50} \cong 0.0045 \text{ mm}$
 $d_{10} \cong 0.0010 \text{ mm}$
 $d_{60} \cong 0.0075 \text{ mm}$
 $C_U = d_{60}/d_{10} = 6.82$

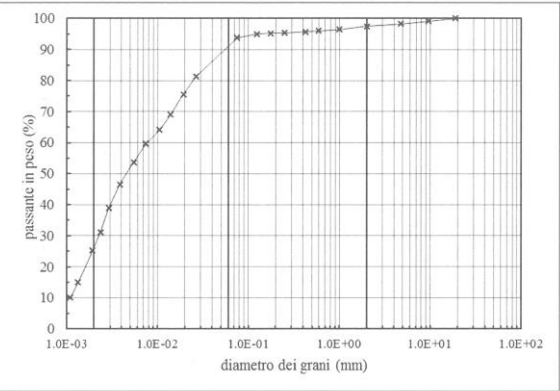


Fig. E2.3.1 Curva granulometrica

Si può quindi concludere, da un punto di vista granulometrico, come il terreno in esame sia prevalentemente costituito da terra a grana fine (% frazione fine maggiore del 90%) e sia caratterizzato da diametri tra i grani anche molto diversi da loro ($C_U > 6$, terreno *ben assortito*).
Data la natura di tale terreno, sono rilevanti le proprietà indice che permettono la classificazione secondo la carta di plasticità adottata nel sistema unificato (USCS Unified Soil Classification System).
I limiti di Atterberg (limite liquido w_L , limite plastico w_P) sono indicati in tabella. Nella stessa tabella sono anche riportati i valori dell'indice di plasticità $PI = (w_L - w_P)$.

Limite liquido w_L (%)	Limite plastico w_P (%)	Indice di plasticità PI (%)
28.9	17.2	11.7
28.4	18.3	10.1
29.1	17.0	12.1
31.1	20.1	11.0
29.7	17.7	12.0

In figura E2.3.2 è illustrato un esempio di stima del limite liquido, eseguita con il metodo del cucchiaino di Casagrande. In corrispondenza di 25 colpi si ottiene $w_L = 28.9$ (%).

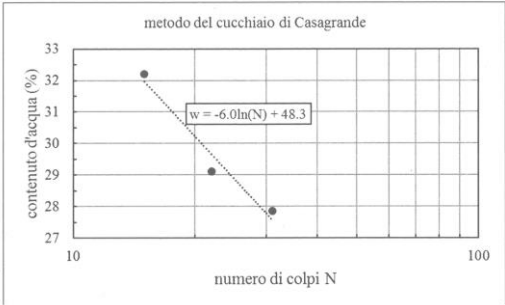


Fig. E2.3.2 Esempio di stima del limite liquido

Infine, la figura E2.3.3 illustra la carta di plasticità secondo il sistema USCS, dalla quale si desume che il riporto in esame può essere classificato come *argilla inorganica (simbolo CL)* in quanto tutti i campioni sono caratterizzati da $w_L = 28 \div 32\%$ e $PI = 10 \div 12\%$, quindi al di sopra della retta A di equazione $PI = 0.73(w_L - 20)$ (cfr. fig. 2.14).

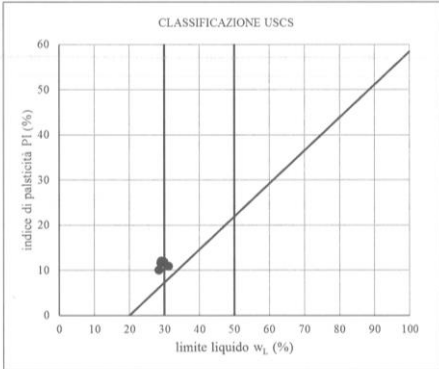


Fig. E2.3.3 Carta di plasticità del sistema di classificazione unificato (USCS)

1.5. — Un campione di terreno naturale sabbioso del volume unitario di 1 m^3 pesa $1,95 \text{ t}$. Se il peso specifico di tale materiale è $G_s = 2,65 \text{ t/m}^3$ e il contenuto naturale di acqua $w = 20\%$ valutare:

- 1) la porosità n ;
- 2) l'indice dei pori e ;
- 3) il grado di saturazione S_r ;
- 4) il peso di volume naturale γ ;
- 5) il peso di volume saturo γ_{sat} ;
- 6) il peso di volume secco γ_d ;
- 7) la densità relativa D_r .

$$V = 1 \text{ m}^3 = V_v + V_s \qquad P = 1,95 \text{ t} = P_s + P_a$$

$G_s = \gamma_s =$ peso unitario dei costituenti solidi

In altri testi si trova

$G_s = \gamma_s / \gamma_w =$ peso specifico dei grani

$$G_s = \frac{P_s}{V_s} = 2,65 \text{ t/m}^3 \qquad w = \frac{P_a}{P_s} = 0,20$$

$$\gamma_a = \frac{P_a}{V_a} = 1 \text{ t/m}^3$$

cui $P_a + P_s = 1,95 \text{ t} = P_s + 0,2 P_s$ e quindi:

$$P_s = \frac{P}{1,2} = \frac{1,95}{1,2} = 1,625 \text{ t}$$

$$P_a = 0,2 P_s = 0,2 \cdot 1,625 \text{ t} = 0,325 \text{ t}$$

$$V_s = \frac{P_s}{G_s} = \frac{1,625 \text{ t}}{2,65 \text{ t/m}^3} = 0,613 \text{ m}^3$$

$$V_a = \frac{P_a}{\gamma_a} = \frac{0,325 \text{ t}}{1 \text{ t/m}^3} = 0,325 \text{ m}^3$$

$$V_v = V - V_s = 0,387 \text{ m}^3$$

$$1) \quad n = \frac{V_v}{V} = \frac{0,387 \text{ m}^3}{1 \text{ m}^3} = 0,387 \cong 0,39 \text{ (39\%)}$$

$$2) \quad e = \frac{V_v}{V_s} = \frac{0,387 \text{ m}^3}{0,613 \text{ m}^3} = 0,631 \cong 0,63$$

Si possono verificare le relazioni:

$$e = \frac{n}{1-n} = \frac{0,387}{1-0,387} = \frac{0,387}{0,613} = 0,631$$

$$n = \frac{e}{1+e} = \frac{0,631}{1+0,631} = \frac{0,631}{1,631} = 0,387$$

$$3) \quad S_r \% = \frac{V_a}{V_v} \cdot 100 = \frac{0,325 \text{ m}^3}{0,387 \text{ m}^3} \cdot 100 \cong 84\%$$

$$4) \quad \gamma = \frac{P}{V} = \frac{1,95 \text{ t}}{1 \text{ m}^3} = 1,95 \text{ t/m}^3$$

$$5) \quad \gamma_{\text{sat}} = \gamma_a n + G_s(1-n) = 0,387 \cdot 1 \text{ t/m}^3 + 2,65(1-0,387) \text{ t/m}^3 = \\ = 0,387 \text{ t/m}^3 + 1,625 \text{ t/m}^3 = 2,012 \text{ t/m}^3 \cong 2,01 \text{ t/m}^3$$

$$6) \quad \gamma_d = G_s(1-n) = 1,625 \text{ t/m}^3 \cong 1,63 \text{ t/m}^3$$

7) assumendo $e_{\text{max}} = 0,710$ ed $e_{\text{min}} = 0,375$, che si ricavano da esperienze di laboratorio:

$$D_r = \frac{e_{\text{max}} - e}{e_{\text{max}} - e_{\text{min}}} = \frac{0,710 - 0,631}{0,710 - 0,375} = \frac{0,079}{0,335} = 0,24$$

1.6. — Un campione di terreno naturale argilloso saturo del volume unitario di 1 m^3 pesa $1,85 \text{ t}$. Se il peso specifico di tale materiale è $G_s = 2,75 \text{ t/m}^3$ valutare:

- 1) la porosità n ;
- 2) l'indice dei pori e ;
- 3) il contenuto di acqua $w\%$;
- 4) il peso di volume saturo γ_{sat} ;
- 5) il peso di volume secco γ_d .

$$V_v = V_a \quad ; \quad V = 1 \text{ m}^3 = V_a + V_s \quad ; \quad P = 1,85 \text{ t} = P_a + P_s$$

$$G_s = \frac{P_s}{V_s} = 2,75 \text{ t/m}^3 \quad \gamma_a = \frac{P_a}{V_a} = 1 \text{ t/m}^3$$

da cui:

$$\frac{P_a}{\gamma_a} + \frac{P_s}{G_s} = 1 \text{ m}^3 = \frac{1,85 \text{ t} - P_s}{\gamma_a} + \frac{P_s}{G_s}$$

$$1 \text{ t} = 1,85 \text{ t} - P_s + \frac{P_s}{2,75} \quad ; \quad 0,85 \text{ t} = 0,636 P_s$$

$$P_s = \frac{0,85}{0,636} \text{ t} = 1,336 \text{ t}$$

$$P_a = 1,85 \text{ t} - 1,336 \text{ t} = 0,514 \text{ t}$$

$$V_s = \frac{P_s}{G_s} = \frac{1,336 \text{ t}}{2,75 \text{ t/m}^3} = 0,486 \text{ m}^3$$

$$V_a = \frac{P_a}{\gamma_a} = 0,514 \text{ m}^3$$

$$1) \quad n = \frac{V_a}{V} = \frac{0,514 \text{ m}^3}{1 \text{ m}^3} = 0,514 \cong 0,51 \text{ (51\%)}$$

$$2) \quad e = \frac{V_a}{V_s} = \frac{0,514 \text{ m}^3}{0,486 \text{ m}^3} = 1,058 \cong 1,06$$

$$3) \quad w\% = \frac{P_a}{P_s} \cdot 100 = \frac{0,514 \text{ t}}{1,336 \text{ t}} \cdot 100 = 38,4\%$$

$$4) \quad \gamma_{\text{sat}} = \frac{P}{V} = \frac{1,85}{1 \text{ m}^3} = 1,85 \text{ t/m}^3$$

$$5) \quad \gamma_d = G_s(1-n) = 2,75 \text{ t/m}^3 (1-0,514) = 1,337 \text{ t/m}^3 \cong 1,34 \text{ t/m}^3$$

1.7. — Di un campione di terreno, parzialmente saturo, si conoscono il peso P e il suo volume V , tale campione è stato essiccato in forno a 105°C e ne è stato determinato il peso secco P_s . Si è inoltre determinato il peso specifico dei costituenti solidi $G_s = 2,68 \text{ t/m}^3$; siano $P = 40 \text{ kg}$, $P_s = 35 \text{ kg}$, $V = 0,0228 \text{ m}^3$. Si vogliono conoscere:

- 1) il peso del volume;
- 2) l'indice dei vuoti e ;
- 3) la porosità n ;
- 4) il grado di saturazione S_r %;
- 5) il contenuto d'acqua del terreno W %.

1) Il peso dell'acqua contenuta nel campione è:

$$P_a = P - P_s = 5 \text{ kg}; \quad V_a = 5 \text{ dm}^3$$

$$\gamma = \frac{P}{V} = \frac{40 \text{ kg}}{22,8 \text{ dm}^3} = 1,75 \text{ (t/m}^3\text{)}$$

$$V_s = \frac{P_s}{G_s} = \frac{35 \text{ kg}}{2,68 \text{ kg/dm}^3} = 13,1 \text{ dm}^3$$

Volume dei vuoti = V_v :

$$V_v = V_a + V_g$$

volume occupato dall'acqua = V_a ; volume occupato dall'aria = V_g

$$V_v = 22,8 - 13,1 = 9,7 \text{ dm}^3$$

$$V_g = 9,7 - 5 = 4,7 \text{ dm}^3$$

2)
$$e = \frac{V_v}{V_s} = \frac{9,7}{13,1} = 0,74$$

3)
$$n = \frac{V_v}{V} \cdot 100 = \frac{9,7}{22,8} \cdot 100 = 42,5 \text{ (\%)}$$

4)
$$S_r = \frac{V_a}{V_v} \cdot 100 = \frac{5}{9,7} \cdot 100 = 51,5 \text{ (\%)}$$

5)
$$w = \frac{P_a}{P_s} = \frac{5 \text{ kg}}{35 \text{ kg}} \cdot 100 = 14,3 \text{ (\%)}$$

1.8. – Determinare la consistenza relativa C_r dei due campioni di terreno a grana fine (argilla) con le seguenti caratteristiche:

$$\begin{array}{lcl} \text{campione 1} & w_L = 42\% & \\ & w_P = 27\% & I_P = 15 \\ & w = 40\% & \end{array}$$

$$\begin{array}{lcl} \text{campione 2} & w_L = 75\% & \\ & w_P = 40\% & I_P = 35 \\ & w = 48\% & \end{array}$$

La consistenza relativa C_r è espressa dalla relazione:

$$C_r = \frac{w_L - w}{w_L - w_P} = \frac{w_L - w}{I_P}$$

$$\text{campione 1)} \quad C_r = \frac{42 - 40}{42 - 27} = \frac{2}{15} = 0,133$$

$$\text{campione 2)} \quad C_r = \frac{75 - 48}{75 - 40} = \frac{27}{35} = 0,771$$

I_c	Consistenza
< 0	Fluida
$0 \div 0,25$	Fluido-plastica
$0,25 \div 0,5$	Molle-plastica
$0,5 \div 0,75$	Plastica
$0,75 \div 1,0$	Solido-plastica
> 1	Semisolida

La consistenza relativa è legata ai valori della resistenza alla compressione con espansione libera q_u .

Si noti come il contenuto d'acqua non è legato direttamente alla resistenza meccanica, mentre è il suo confronto con i limiti di Atterberg a dare indicazioni sulle caratteristiche meccaniche.

I termini porosità, indice dei pori e densità sono usati comunemente per definire la densità di un campione. In fig. 1.2 è rappresentato un campione di terreno diviso nelle tre fasi che lo compongono: solida, liquida e gassosa.

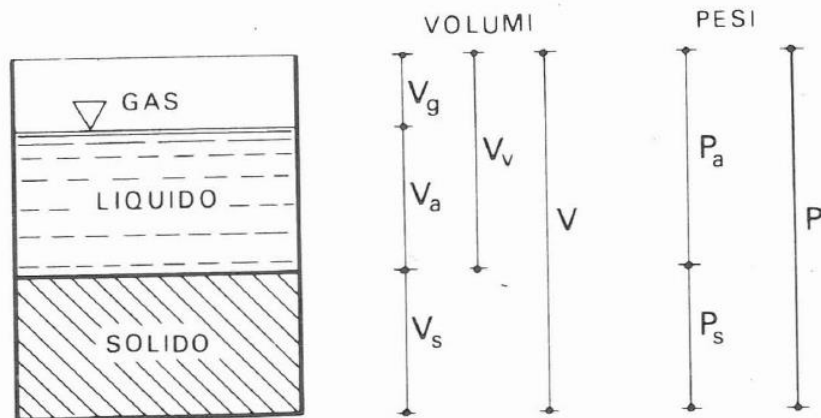


FIGURA 1.2

La porosità n è definita:

$$n = \frac{V_v}{V}$$

ove V = volume totale; V_v = volume dei vuoti. La porosità viene anche espressa in %.

L'indice dei vuoti e è definito:

$$e = \frac{V_v}{V_s}$$

ove V_s = volume del solido.

Le relazioni tra porosità e indice dei vuoti sono espresse dalle equazioni:

$$e = \frac{V_v}{V_s} = \frac{V_v}{V - V_v} = \frac{V_v/V}{V/V - V_v/V} = \frac{n}{1 - n}$$

$$n = \frac{V_v}{V} = \frac{V_v}{V_s + V_v} = \frac{V_v/V_s}{V_s/V_s + V_v/V_s} = \frac{e}{1 + e}$$

Il grado di saturazione S_r è definito da:

$$S_r \% = \frac{V_a}{V_v} \cdot 100$$

ove V_a è il volume occupato dall'acqua.

Il peso di volume naturale γ è definito da:

$$\gamma = \frac{P}{V}$$

ove P è il peso totale.

Se il terreno è saturo il peso di volume viene indicato con γ_{sat} , se è secco con γ_d , che è anche chiamato densità secca. In pratica è talvolta conveniente determinare il peso di volume unitario indirettamente, facendo riferimento al peso unitario G_s dei costituenti solidi definito dalla relazione:

$$G_s = \frac{P_s}{V_s}$$

ove P_s è il peso del solido.

Sussistono quindi le seguenti relazioni:

$$\begin{aligned} \gamma_d &= \frac{P_s}{V} = \frac{P_s/V_s}{V/V_s} = G_s \frac{V_s}{V} = G_s \left(\frac{V - V_v}{V} \right) = G_s \left(1 - \frac{V_v}{V} \right) = \\ &= G_s (1 - n) \end{aligned}$$

con $P = P_s$ = peso totale.

$$\gamma_{\text{sat}} = \frac{P_{\text{sat}}}{V} = \frac{P_a + P_s}{V} = \frac{P_a}{V} + \frac{P_s}{V} = \frac{P_a}{V_a + V_s} + \frac{P_s}{V} =$$

$$= \frac{P_a/V_a}{V_a/V_a + V_s/V_a} + \frac{P_s}{V} = \gamma_a \frac{1}{V/V_a} + \frac{P_s}{V} =$$

$$= \gamma_a n + G_s(1-n) = \gamma_a n + \gamma_d \quad \text{con } V_v = V_a \text{ e}$$

$$\gamma_a = \frac{P_a}{V_a} = 1 \quad (\text{t/m}^3; \text{g}/\text{cm}^3)$$

Sempre per terreni saturi si può ricavare l'indice dei pori con la relazione:

$$e = \frac{V_v}{V_s} = \frac{V_a}{V_s} = \frac{P_a}{\gamma_a \cdot V_s} = \frac{P_a \cdot P_s}{\gamma_a \cdot V_s \cdot P_s} = \frac{w \cdot G_s}{\gamma_a}$$

Per materiali a grana grossa si fa talvolta riferimento alla densità relativa D_r definita dalla relazione:

$$D_r = \frac{e_{\text{max}} - e}{e_{\text{max}} - e_{\text{min}}} \quad \begin{cases} D_r = 1 & \text{materiale denso} \\ D_r = 0 & \text{materiale sciolto} \end{cases}$$

Esempio 2.2

Un campione di argilla è caratterizzato dai seguenti parametri:

$$w = 37\%$$

$$w_L = 54\%$$

$$w_P = 22\%$$

Valutare l'indice di plasticità, l'indice di consistenza e l'indice di liquidità. Calcolare inoltre le stesse grandezze in seguito a una variazione del contenuto d'acqua pari a $w = 45\%$. Classificare il campione di argilla utilizzando la carta di plasticità di Casagrande.

Nelle condizioni iniziali si ottiene:

$$PI = 54 - 22 = 32\%$$

$$IC = \frac{0.54 - 0.37}{0.32} = 0.53 \quad (\text{consistenza plastica})$$

$$LI = \frac{0.37 - 0.22}{0.32} = 0.47 = 1 - IC$$

Per $w = 37\%$ e $w_L = 54\%$, il valore di PI sulla retta «A» è pari a:

$$PI(\text{retta A}) = 0.73(54 - 20) = 24.8\%$$

Poiché $PI = 32\%$, l'argilla è classificata inorganica di elevata plasticità (CH).

In seguito all'incremento del contenuto d'acqua, indice di plasticità e classificazione dell'argilla non cambiano. Si ha invece:

$$IC = \frac{0.54 - 0.45}{0.32} = 0.28 \quad (\text{consistenza molle-plastica})$$

$$LI = \frac{0.45 - 0.22}{0.32} = 0.72 = 1 - IC$$

Terre a grana grossa – frazione fine $\leq 50\%$				
	frazione diametro $> 4.76 \text{ mm}$	Simbolo	frazione fine	criteri classificazione
GHIAIE	$\geq 50\%$	GW	$< 5\%$	$C_u > 4$
		GP	$< 5\%$	$C_u < 4$
		GM	$> 12\%$	$PI < 4$; sotto retta A
		GC	$> 12\%$	$PI > 7$; sopra retta A
		GM/GC	$> 12\%$	$PI = 4 \div 7$; sopra retta A
SABBIE	$< 50\%$	SW	$< 5\%$	$C_u > 6$
		SP	$< 5\%$	$C_u < 6$
		SM	$> 12\%$	$PI < 4$; sotto retta A
		SC	$> 12\%$	$PI > 7$; sopra retta A
		SM/SC	$> 12\%$	$PI = 4 \div 7$; sopra retta A

Terre a grana fine – frazione fine $> 50\%$			
	Simbolo		criteri classificazione
ARGILLE INORGANICHE	CL	CH	Valore del limite liquido: valore di soglia $w_L = 50\%$ (Carta di plasticità)
LIMI INORGANICI	ML	MH	
LIMI E ARGILLE ORGANICI	OL	OH	

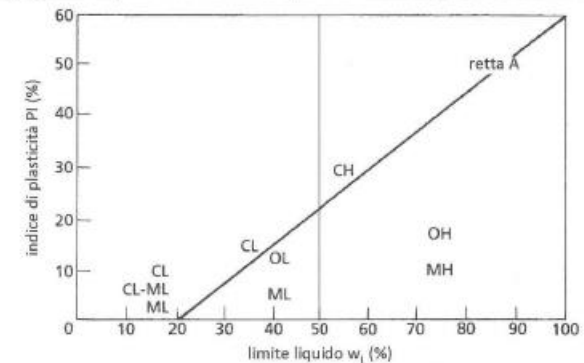


Fig. 2.14 Sistema di classificazione delle terre USCS

1.1. – Disegnare la curva granulometrica di una terra che ha le seguenti percentuali passanti ai vari vagli e determinarne il coefficiente di uniformità e di curvatura.

Serie vagli US Standard (n. di maglie per in)	Apertura in mm	% passante
4	4,76	99,5
10	2	90,5
20	0,84	67,3
40	0,42	29,9
80	0,177	7,7
200	0,074	1,6

N° Setaccio	Apertura maglie (in mm)
4	4,76
6	3,36
10	2,00
40	0,420
50	0,297
70	0,210
100	0,149
200	0,075

La curva granulometrica riportata in fig. 1.1. è rappresentativa di un materiale che viene definito “sabbia”.

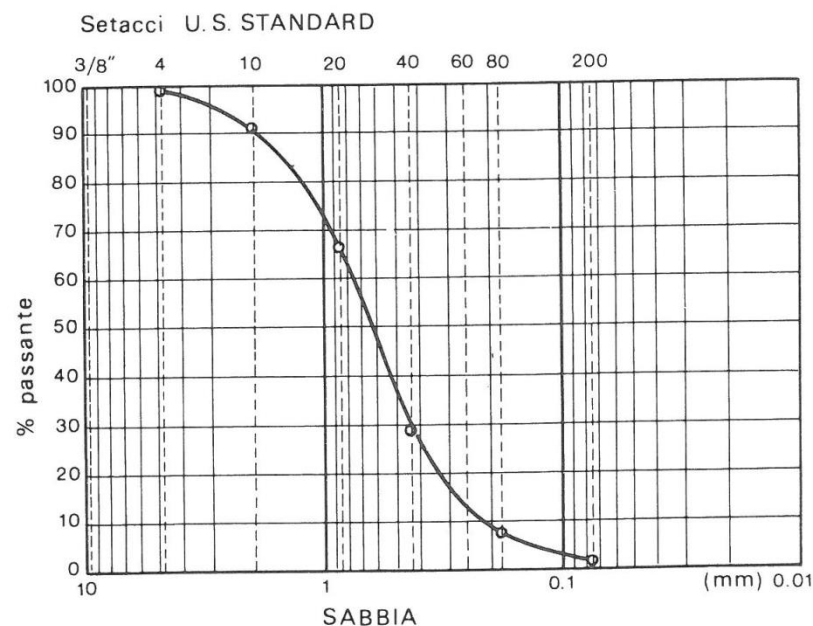


FIGURA 1.1 - Curva granulometrica di una sabbia.

Il coefficiente di uniformità U è definito dal rapporto:

$$U = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{0,75 \text{ mm}}{0,21 \text{ mm}} = 3,6$$

Il coefficiente di curvatura C è definito dal rapporto:

$$C = \frac{D_{30}^2}{D_{10} \cdot D_{60}} = \frac{(0,45 \text{ mm})^2}{0,21 \cdot 0,75 \text{ mm}^2} = \frac{0,203}{0,158} = 1,3$$

Divisioni principali		Simbolo del gruppo	Denominazioni tipiche		Procedure di identificazione in sito	Criteri di classificazione in laboratorio	
1	2	3	4		5	6	
TERRE A GRANA GROSSA Frazione trattenuta al n. 200 ASTM > 50%	GHIAIE frazione trattenuta al n. 4 ≥ 50%	passante n. 200 n. 200 < 5% assenza o presenza modesta di fine	GW	ghiaie pulite con granulometria ben assortita miscele di ghiaia e sabbia	curva granulometrica ben assortita e comprendente grani di dimensioni molto differenti	• determinare le percentuali di ghiaia e sabbia della curva granulometrica • in relazione alla percentuale di passante al n. 200 le terre granulari vengono classificate come segue: GW, GP, SW, SP GM, GC, SM, SC necessari due simboli (es.: GW - GM SW - SM)	$c_u = D_{60} / D_{10}$ (> 4) $c_c = D_{30}^2 / (D_{10} \cdot D_{60})$ ($1 < c_c < 3$)
		GP	ghiaie pulite con granulometria poco assortita miscele di ghiaia e sabbia	curva granulometrica poco assortita e ristretta a grani di dimensioni molto simili			non soddisfatte le relazioni sopraindicate per GW
		GM	ghiaie limose miscele di ghiaia, sabbia e limo	la frazione fine è caratterizzata da una modesta plasticità			lim. di Atterberg sotto la retta «A» o $PI < 4$ sopra la retta «A» con $4 < PI < 7$ classificare la terra con doppio simbolo (es.: GM - GC)
		GC	ghiaie argillose miscele di ghiaia, sabbia e argilla	la frazione fine presente è plastica			lim. di Atterberg sopra la retta «A» o $PI > 7$ sopra la retta «A» con doppio simbolo (es.: GM - GC)
	SABBIE frazione passante al n. 4 > 50%	passante n. 200 n. 200 < 5% assenza o presenza modesta di fine	SW	sabbie pulite con granulometria ben assortita sabbie ghiaiose	curva granulometrica ben assortita e comprendente grani di dimensioni molto differenti		$c_u > 6$ $1 < c_c < 3$
		SP	sabbie pulite con granulometria poco assortita	curva granulometrica poco assortita e ristretta a grani di dimensioni molto simili			non soddisfatte le relazioni sopraindicate per SW
		SM	sabbie limose miscele di sabbia e limo	la frazione fine presente è caratterizzata da una plasticità modesta o nulla			lim. di Atterberg sotto la retta «A» o $PI < 4$ nella zona tratteggiata con $4 < PI < 7$ classificare la terra con doppio simbolo (es.: SW - SM)
		SC	sabbie argillose miscele di sabbia e argilla	la frazione fine presente è plastica			lim. di Atterberg sopra la retta «A» o $PI > 7$ nella zona tratteggiata con $4 < PI < 7$ classificare la terra con doppio simbolo (es.: SW - SM)
TERRE A GRANA FINE Frazione passante al n. 200 ASTM > 50%	se $w_L < 50\%$ indice L	sotto la retta «A» e nella zona trattegg. del diagramma di plasticità	OL	limi organici argille limose organiche di bassa plasticità	procedure di identificazione sul passante al n. 40	CARTA DI PLASTICITÀ DI CASAGRANDE (per la classificazione delle terre a grana fine)	
		sopra la retta «A» e nella zona trattegg. del diagr. di plast.	ML	limi inorganici; sabbie molto fini; farina di roccia; sabbie fini limose o argillose; limi argillosi di bassa plasticità			
	se $w_L \geq 50\%$ indice H	sotto la retta «A» del diagramma di plasticità	CL	argille inorganiche di medio-bassa plasticità; argille ghiaiose o sabbiose; argille limose; argille magre	resistenza alla frantumazione		
			OH	argille organiche di medio-alta plasticità limi organici	reazione allo scuotimento		
			MH	limi inorganici; sabbie fini o limi micacei o dilatometrici;	consistenza in prossimità di w_p		
		sopra la retta «A» del diagramma di plasticità	CH	argille inorganiche di elevata plasticità; argille grasse			
	TERRE ALTAMENTE ORGANICHE		P _t	torbe ed altre terre altamente organiche			

Nota: $c_u = D_{60} / D_{10}$ = coefficiente di uniformità
 $c_c = D_{30}^2 / (D_{10} \cdot D_{60})$ = coefficiente di curvatura

La linea U nel diagramma di plasticità costituisce il limite, superiore del limite di liquidità e dell'indice di plasticità; vicino a questa linea ricadono argille attive come la bentonite.

1.9. – Un campione di terreno (limo e argilla) ha le seguenti caratteristiche:

granulometria:

Vaglio (Serie U.S. Standard) N.	Apertura in mm	% Passante
80	0,177	96,0
200	0,074	77,0
aereometria:		
	0,050	66,0
	0,035	57,0
	0,020	44,0
	0,010	29,0
	0,005	17,0
	0,002	3,0
	0,001	2,0

limiti di Atterberg

$w_L = 36\%$
 $w_P = 22\%$
 $I_P = 14$

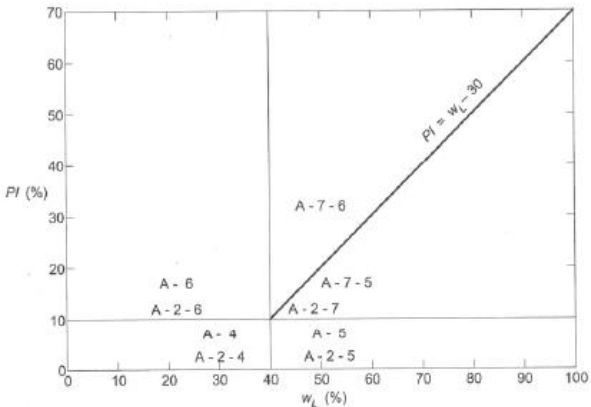
$\gamma = 1,80 \text{ t/m}^3$
 $G_s = 2,74 \text{ t/m}^3$
 $w = 28\%$

Classificarlo secondo le norme H.R.B.

Essendo il passante al vaglio n. 200 superiore al 36%, $I_p > 11$ e $w_L < 40$, dalle tabelle si ha che il terreno in esame appartiene al gruppo A-6 e l'indice di gruppo risulta (% passante al vaglio n. 200 maggiore del 55% e $I_p = 14$, % passante al vaglio n. 200 maggiore del 75% e $w_L = 40\%$):

$$I_g = 1,6 + 8 = 9,6$$

(AASHTO M 145-82)	Materiali granulari Passante al setaccio n. 200 (0.075 mm) uguale o minore del 35%							Materiali limosi e argillosi Passante al setaccio n. 200 superiore al 35%			
Gruppi di classificazione	A-1		A-3	A-2				A-4	A-5	A-6	A-7
	A-1-a	A-1-b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7				A-7-5 A-7-6
Analisi granulometrica % passante al setaccio n. 10 (2 mm) n. 40 (0.425 mm) n. 200 (0.075 mm)	50 max 30 max 15 max	- 50 max 25 max	- 51 min 10 max	- - 35 max	- - 35 max	- - 35 max	- - 35 max	- - 36 min	- - 36 min	- - 36 min	- - 36 min
Caratteristiche delle frazioni passanti al n. 40 Limite di liquidità w_L Indice di plasticità PI		- 6 max	- N.P.	40 max 10 max	41 min 10 max	40 max 11 min	41 min 11 min	40 max 10 max	41 min 10 max	40 max 11 min	41 min 11 min *
Tipi usuali di materiali principali	Frammenti di roccia ghiaia e sabbia		Sabbia fine	Ghiaia limosa o argillosa e sabbia				Terre limose		Terre argillose	
Giudizio per impiego come sottofondo	Da eccellente a buono						Da buono a povero				
* L'indice di plasticità PI del sottogruppo A-7-5 è uguale o minore del limite di liquidità $w_L - 30$, mentre per il sottogruppo A-7-6 PI è maggiore del limite di liquidità $w_L - 30$.											



1.10. — *Un campione di terreno (argilla) ha le seguenti caratteristiche:*

granulometria:

(Setacci U.S. Standard) Vaglio n.	Apertura in mm	% Passante
200	0,074	95,0
aereometria:		
	0,050	89,0
	0,027	80,0
	0,018	73,0
	0,010	66,0
	0,007	60,0
	0,005	53,0
	0,003	40,0
	0,002	29,0
	0,001	18,0

limiti di Atterberg:

$w_L = 45\%$

$w_P = 23\%$

$I_P = 22\%$

$\gamma = 1,75 \text{ t/m}^3$

$G_s = 2,70 \text{ t/m}^3$

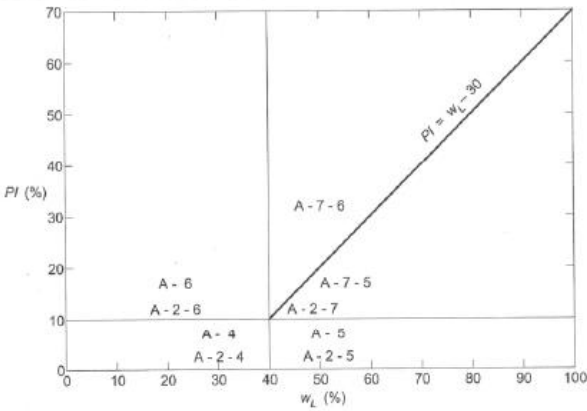
$w = 38\%$

Clasificarlo secondo le norme H.R.B. .

Essendo il passante al vaglio n. 200 superiore al 36% e $I_P > (w_L - 30)$, cioè $22 > (45 - 30)$, siamo nel gruppo A-7-6. L'indice di gruppo risulta, analogamente a prima:

$I_g = 4,8 + 9 = 13,8$

(AASHTO M 145-82)	Materiali granulari Passante al setaccio n. 200 (0.075 mm) uguale o minore del 35%							Materiali limosi e argillosi Passante al setaccio n. 200 superiore al 35%			
Gruppi di classificazione	A-1		A-3	A-2				A-4	A-5	A-6	A-7
	A-1-a	A-1-b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7				A-7-5 A-7-6
Analisi granulometrica % passante al setaccio n. 10 (2 mm) n. 40 (0.425 mm) n. 200 (0.075 mm)	50 max 30 max 15 max	- 50 max 25 max	- 51 min 10 max	- - 35 max	- - 35 max	- - 35 max	- - 35 max	- - 36 min	- - 36 min	- - 36 min	- - 36 min
Caratteristiche delle frazioni passanti al n. 40 Limite di liquidità w_L Indice di plasticità PI	- 6 max	- N.P.	40 max 10 max	41 min 10 max	40 max 11 min	41 min 11 min	40 max 10 max	41 min 10 max	40 max 11 min	41 min 11 min *	
Tipi usuali di materiali principali	Frammenti di roccia ghiaia e sabbia		Sabbia fine	Ghiaia limosa o argillosa e sabbia				Terre limose		Terre argillose	
Giudizio per impiego come sottofondo	Da eccellente a buono						Da buono a povero				
* L'indice di plasticità PI del sottogruppo A-7-5 è uguale o minore del limite di liquidità $w_L - 30$, mentre per il sottogruppo A-7-6 PI è maggiore del limite di liquidità $w_L - 30$.											



1.11. – Un campione di terreno (ghiaia e sabbia) ha le seguenti caratteristiche:

granulometria:

(Serie U.S. Standard) Vagli n.	Apertura in mm.	% Passante
1" 1/2	38,1	98,0
1"	25,4	95,0
3/4"	19,1	90,0
1/2"	12,7	80,0
3/8"	9,5	73,0
4	4,76	57,0
10	2	37,5
20	0,84	20,0
40	0,48	12,0
80	0,177	5,0
200	0,074	2,0

con $I_p = 0$ non plastico

$\gamma = 2,20 \text{ t/m}^3$
 $G_s = 2,65 \text{ t/m}^3$
 $w = 7\%$

Classificarlo secondo le norme H.R.B.

Il passante al vaglio n. 10 è < 50%
il passante al vaglio n. 40 è < 30%
il passante al vaglio n. 200 è < 15%

per cui il campione appartiene al gruppo A-1-a con indice di gruppo:

$$I_g = 0$$

I campioni esaminati negli esercizi 1.9, 1.10, 1.11 possono essere classificati secondo la classificazione del Corps of Engineers-U.S.Army e del Bureau of Reclamation (tabella 1.III).

- campione a) CL (argilla inorganica con plasticità da media a bassa)
- campione b) CL
- campione c) SW (sabbia con granulometria non uniforme).

Le curve granulometriche relative ai terreni esaminati negli esercizi 1.9, 1.10, 1.11, sono riportate in fig. 1.3a.b.c. .

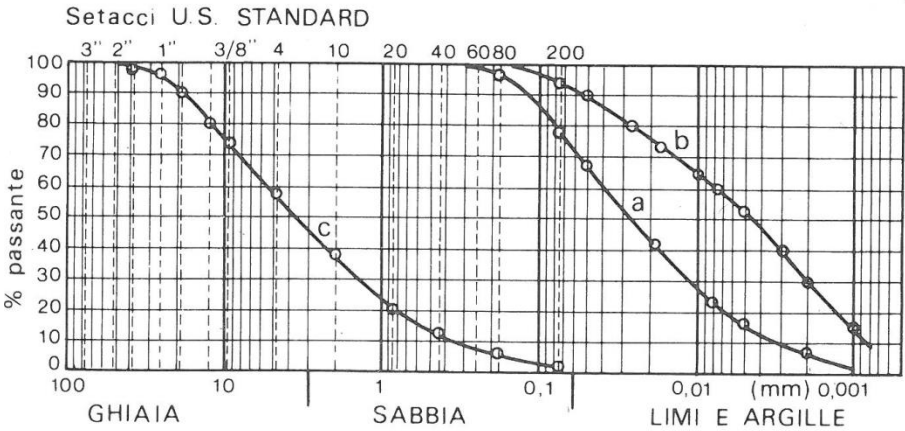


FIGURA 1.3 – Curve granulometriche.

Conversion of Units

Multiplication Factor	Prefix	SI Symbol
1 000 000 000	<i>giga</i>	<i>G</i>
1 000 000	<i>mega</i>	<i>M</i>
1 000	<i>kilo</i>	<i>k</i>
0.001	<i>milli</i>	<i>m</i>
0.000 001	<i>micro</i>	μ
0.000 000 001	<i>Nano</i>	<i>n</i>

Base SI Units

Quantity	Unit	Symbol
length	meter	<i>m</i>
mass	kilograms (mass)	kg_m
force	Newton	<i>N</i>
time	second	<i>s</i>

Derived SI Units

Quantity	Derived SI Unit	Name	Symbol
area	square meter		m^2
volume	cubic meter		m^3
density	kilogram per cubic meter		kg_m/m^3
force	kilogram-meter per square second	Newton	<i>N</i>
moment of force	Newton-meter		<i>N-m</i>
pressure	Newton per square meter	Pascal	<i>Pa</i>
stress	Newton per square meter	Pascal	<i>Pa</i> or N/m^2
work, energy	Newton-meter	joule	<i>J</i>
power	joule per second	watt	<i>W</i>

Symbols for Phase Relations of soils

$e \rightarrow$ Voids ratio.

$G_s \rightarrow$ Specific gravity of the solids of a soil.

$n \rightarrow$ Porosity.

$S \rightarrow$ Degree of saturation.

$V \rightarrow$ Total volume (solids + water + air).

$V_a \rightarrow$ Volume of air.

$V_v \rightarrow$ Volume of voids (water + air).

$V_s \rightarrow$ Volume of solids.

$V_w \rightarrow$ Volume of water.

$w \rightarrow$ Water content (also known as the moisture content).

$W_s \rightarrow$ Weight of solids.

$W_w \rightarrow$ Weight of water.

$g \rightarrow$ Unit weight of the soil.

$g_d \rightarrow$ Dry unit weight of the soil.

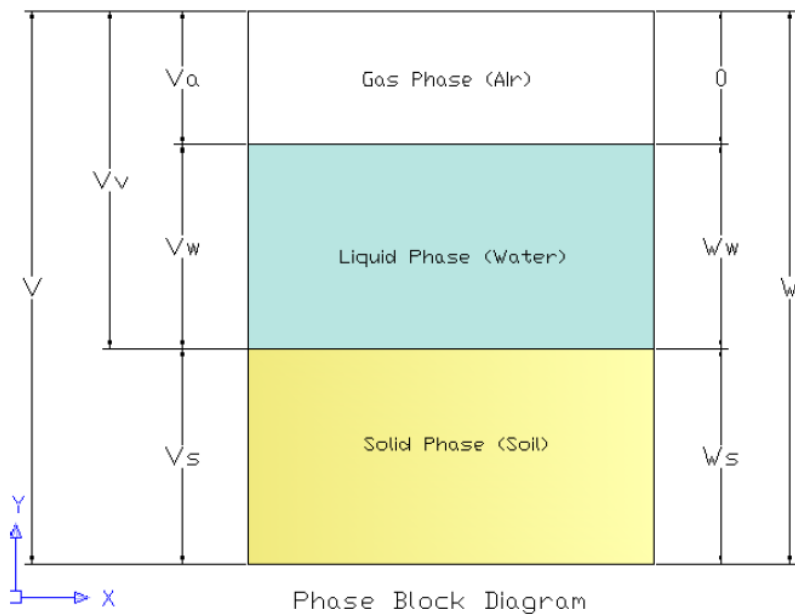
$g_b \rightarrow$ Buoyant unit weight of the soil (same as g').

$g_{SAT} \rightarrow$ Unit weight of a saturated soil.

$g_w \rightarrow$ Unit weight of water

Basic Concepts and Formulas for the Phases of Soils.

(A) Volumetric Relationships:



1. - Voids ratio e

$$e = \frac{V_v}{V_s}$$

2-1

ranges from 0 to infinity.

Typical values of sands are: very dense 0.4 to very loose 1.0

Typical values for clays are: firm 0.3 to very soft 1.5.

2. - Porosity n

$$n = \frac{V_v}{V} (100\%)$$

2.2

ranges from 0% to 100%.

The porosity provides a measure of the permeability of a soil.

The interrelationship of the voids ratio and porosity are given by,

$$e = \frac{n}{1-n} \quad \text{and} \quad n = \frac{e}{1+e}$$

2-3

3. - Saturation S

$$S = \frac{V_w}{V_v} \times 100\%$$

2-4

ranges from 0% to 100%.

(B) Weight Relationships:

4. - Water content w

$$w = \frac{W_w}{W_s} \times 100\%$$

2-5

Values range from 0% to over 500%; also known as moisture content.

5. - Unit weight of a soil γ

$$\gamma = \frac{W}{V} = \frac{W_s + W_w}{V_s + V_w + V_a}$$

2-6

The unit weight may range from being dry to being saturated.

Some engineers use "bulk density ρ " to refer to the ratio of mass of the solids and water contained in a unit volume (in Mg/m^3). Note that,

$$\gamma = \frac{W}{V} = \rho g = \frac{m}{V} g \quad \text{which is the equivalent of } F = ma.$$

2-6

6. - Dry unit weight γ_d

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V} = \frac{\gamma}{1+w}$$

2-7

The soil is perfectly dry (its moisture is zero).

7. - The unit weight of water γ_w

$$\gamma_w = \frac{W_w}{V_w} \quad \text{where } \gamma = \rho g \quad (F = ma)$$

$$\gamma_w = 62.4 \text{ pcf} = 1 \text{ g/ml} = 1 \text{ kg/liter} = 9.81 \text{ kN/m}^3$$

Note that the above is for fresh water. Salt water is 64 pcf, etc.

8. - Saturated unit weight of a soil γ_{sat}

$$\gamma_{sat} = \frac{W_s + W_w}{V_s + V_w + 0}$$

9. - Buoyant unit weight of a soil γ_b

$$\gamma_b = \gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$$

10. - Specific gravity of the solids of a soil G_s

$$G_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_w}$$

Other useful formulas dealing with phase relationships:

$$2-8 \quad Se = wG_s$$

$$e = \frac{\gamma_s}{\gamma_{dry}} - 1$$

2-9 Unit weight relationships :

$$2-10 \quad \gamma = \frac{(1+w)G_s\gamma_w}{1+e} = \frac{(G_s + Se)\gamma_w}{1+e} = \frac{(1+w)G_s\gamma_w}{1 + \frac{wG_s}{S}} = G_s\gamma_w(1-n)(1+w)$$

Saturated unit weights :

$$\gamma_{sat} = \frac{(G_s + e)\gamma_w}{1+e} = \left(\frac{e}{w} \right) \left(\frac{1+w}{1+e} \right) \gamma_w$$

$$\gamma_{sat} = \gamma_d + n\gamma_w = \left[(1-n)G_s + n \right] \gamma_w = \left(\frac{1+w}{1+wG_s} \right) G_s\gamma_w$$

$$\gamma_{sat} = \gamma' + \gamma_w$$

Dry unit weights :

$$\gamma_d = \frac{\gamma}{1+w} = G_s\gamma_w(1-n) = \frac{G_s\gamma_w}{1+e} = \frac{eS\gamma_w}{(1+e)w} = \frac{eG_s\gamma_w}{(S + wG_s)}$$

$$\gamma_d = \gamma_{sat} - n\gamma_w = \gamma_{sat} - \left(\frac{e}{1+e} \right) \gamma_w$$

Typical Values for the Specific Gravity of Minerals in Soils and Rocks

<u>Mineral</u>	<u>Composition</u>	<u>Absolute specific gravity G_s</u>
Anhydrite	CaSO ₄	2.90
Barites	BaSO ₄	4.50
Calcite, chalk	CaCO ₃	2.71
Feldspar	KAlSi ₃ O ₈	2.60 to 2.70
Gypsum	CaSO ₄ 2H ₂ O	2.30
Hematite	Fe ₂ O ₃	5.20
Kaolinite	Al ₂ Si ₂ O ₅ (OH) ₄	2.60
Magnetite	Fe ₃ O ₄	5.20
Lead	Pb	11.34
Quartz (silica)	SiO ₂	2.65
Peat	Organic	1.0 or less
Diatomaceous earth	Skeletons of plants	2.00

***Phases of soils–03: Value of the moisture when fully saturated.**

(Revision: Oct.-08)

(1) Show that at saturation the moisture (water) content is $w_{sat} = \frac{(n\gamma_w)}{(\gamma_{sat} - n\gamma_w)}$.

(2) Show that at saturation the moisture (water) content is $w_{sat} = \gamma_w \left(\frac{1}{\gamma_d} - \frac{1}{\gamma_s} \right)$

Solution:

(1) In a fully saturated soil the relation, $Se = wG_s$ becomes simply $e = wG_s$

$$\text{because } S = 1 \quad \text{or} \quad G_s = \frac{e}{w_{sat}} = \frac{n}{w_{sat}(1-n)}$$

$$\text{but } \gamma_{sat} = \gamma_w [(1-n)G_s + n]$$

$$\text{rearranging } \frac{\gamma_{sat}}{\gamma_w} = [(1-n)G_s + n] = \left[(1-n) \frac{n}{w_{sat}(1-n)} + n \right] = \frac{n}{w_{sat}} + n$$

$$\text{or } \frac{\gamma_{sat}}{\gamma_w} - n = \frac{n}{w_{sat}} \quad \text{therefore } w_{sat} = \frac{n\gamma_w}{\gamma_{sat} - n\gamma_w}$$

$$(2) \text{ Again, in a fully saturated soil, } w_{sat} = \frac{e}{G_s} = \frac{V_v}{V_s} \frac{\gamma_w}{\gamma_s} = \frac{V_v}{V_s} \frac{\gamma_w}{1} \frac{V_s}{W_s} = \frac{\gamma_w V_v}{W_s}$$

$$\therefore w_{sat} = \frac{\gamma_w V_v}{W_s} = \gamma_w \left(\frac{V_v}{W_s} \right) = \gamma_w \left(\frac{V_v + V_s - V_s}{W_s} \right) = \gamma_w \left(\frac{V_v + V_s}{W_s} - \frac{V_s}{W_s} \right)$$

$$\text{or } w_{sat} = \gamma_w \left(\frac{1}{\gamma_d} - \frac{1}{\gamma_s} \right)$$

*Phases of soils-04: Finding the wrong data.

(Revision: Oct.-08)

A geotechnical laboratory reported these results of five samples taken from a single boring. Determine which are not correctly reported, if any.

Sample #1: $w = 30\%$, $\gamma_d = 14.9 \text{ kN/m}^3$, $\gamma_s = 27 \text{ kN/m}^3$; clay.

Sample #2: $w = 20\%$, $\gamma_d = 18 \text{ kN/m}^3$, $\gamma_s = 27 \text{ kN/m}^3$; silt.

Sample #3: $w = 10\%$, $\gamma_d = 16 \text{ kN/m}^3$, $\gamma_s = 26 \text{ kN/m}^3$; sand.

Sample #4: $w = 22\%$, $\gamma_d = 17.3 \text{ kN/m}^3$, $\gamma_s = 28 \text{ kN/m}^3$; silt.

Sample #5: $w = 22\%$, $\gamma_d = 18 \text{ kN/m}^3$, $\gamma_s = 27 \text{ kN/m}^3$; silt.

Solution:

$$w_{sat} = \frac{e}{G_s} = \frac{V_v \gamma_w}{V_s \gamma_s} = \frac{V_v \gamma_w V_s}{V_s 1 W_s} = \frac{\gamma_w V_v}{W_s} = \gamma_w \left(\frac{V_v}{W_s} \right) = \gamma_w \left(\frac{V_v + V_s - V_s}{W_s} \right)$$

$$w_{sat} = \gamma_w \left(\frac{V_v + V_s}{W_s} - \frac{V_s}{W_s} \right) = \gamma_w \left(\frac{1}{\gamma_d} - \frac{1}{\gamma_s} \right)$$

The water content is in error if it is greater than the saturated moisture, that is,

$$\therefore w \leq w_{SAT} = \gamma_w \left(\frac{1}{\gamma_d} - \frac{1}{\gamma_s} \right)$$

$$1) \quad w_{SAT} = (9.81 \text{ kN/m}^3) \left(\frac{1}{14.9} - \frac{1}{27} \right) = 30\% = w = 30\% \text{ GOOD}$$

$$2) \quad w_{SAT} = (9.81 \text{ kN/m}^3) \left(\frac{1}{18} - \frac{1}{27} \right) = 18.5\% < w = 20\% \text{ WRONG}$$

$$3) \quad w_{SAT} = (9.81 \text{ kN/m}^3) \left(\frac{1}{16} - \frac{1}{26} \right) = 24\% > w = 10\% \text{ GOOD}$$

$$4) \quad w_{SAT} = (9.81 \text{ kN/m}^3) \left(\frac{1}{17.3} - \frac{1}{28} \right) = 22.1\% > w = 22\% \text{ GOOD}$$

$$5) \quad w_{SAT} = (9.81 \text{ kN/m}^3) \left(\frac{1}{18} - \frac{1}{27} \right) = 18.5\% < w = 22\% \text{ WRONG}$$

***Phases of soils–05: Increasing the saturation of a soil.**

(Revision: Sept.-08)

A soil sample has a unit weight of 105.7 pcf and a saturation of 50%. When its saturation is increased to 75%, its unit weight raises to 112.7 pcf.

Determine the voids ratio e and the specific gravity G_s of this soil.

Solution:

$$\gamma = \frac{\gamma_w (G_s + Se)}{1 + e}$$

$$\therefore 105.7 \text{ pcf} = \frac{62.4(G_s + 0.50e)}{1 + e} \quad (1)$$

$$\text{and } 112.7 \text{ pcf} = \frac{62.4(G_s + 0.75e)}{1 + e} \quad (2)$$

Solving explicitly for G_s in equation (1),

$$G_s = \frac{(105.7)(1 + e)}{62.4} - 0.50e$$

Replace G_s in equation (2) with the above relation from (1),

$$\therefore (112.7)(1 + e) = (105.7)(1 + e) + (62.4)(0.25e)$$

$$\therefore \underline{e = 0.814 \text{ and } G_s = 2.67}$$

***Phases of soils-06: Find γ_d , n , S and W_w .**

(Revision: Sept.-08)

The moist unit weight of a soil is 16.5 kN/m^3 . Given that the $w = 15\%$ and $G_s = 2.70$, find:

(1) Dry unit weight γ_d ,

(2) The porosity n ,

(3) The degree of saturation S , and

(4) The mass of water in kg/m^3 that must be added to reach full saturation.

Solution:

$$a) \quad \gamma_d = \frac{\gamma}{(1 + w)} = \frac{16.5}{(1 + 0.15)} = 14.3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

b) From the table of useful relationships,

$$\gamma_d = \frac{G_s \gamma_w}{1 + e} \quad \therefore 1 + e = \frac{G_s \gamma_w}{\gamma_d} = \frac{(2.70)(9.81)}{(14.3)} = 1.85 \quad \therefore e = 0.85$$

$$n = \frac{e}{1 + e} = \frac{0.85}{1 + 0.85} (100\%) = 46\%$$

$$c) \quad \text{Since } Se = wG_s \quad \therefore S = \frac{wG_s}{e} = \frac{(0.15)(2.70)}{(0.85)} (100) = 48\%$$

$$d) \quad \gamma_{\text{sat}} = \frac{(G_s + e) \gamma_w}{1 + e} = \frac{(2.70 + 0.85)(9.81)}{1 + 0.85} = 18.8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

The water to be added can be found from the relation $\gamma = \rho g$

$$\therefore \rho(\text{mass of water}) = \frac{\gamma}{g} = \left[\frac{(18.8 - 16.5) \text{ kN/m}^3}{9.81 \text{ kg} \cdot \text{m/s}^2} \right] \left(\frac{1,000 \text{ N}}{1 \text{ kN}} \right) \left(\frac{9.81 \text{ kg} \cdot \text{m/s}^2}{\text{N}} \right) = 2,340 \frac{\text{kg}_m}{\text{m}^3}$$

***Phases of soils-07: Use the block diagram to find the degree of saturation.**

(Revision: Sept.-08)

A soil has an "in-situ" (in-place) voids ratio $e_o = 1.87$, $w_N = 60\%$, and $G_s = 2.75$. What are the γ_{moist} and S ? (Note: All soils are really "moist" except when dry, that is when $w = 0\%$).

Solution: Set $V_s = 1 \text{ m}^3$ (Note: this problem could also be solved by setting $V = 1.0 \text{ m}^3$).

$$\therefore e_o = \frac{V_v}{V_s} = \frac{1.87}{1} = 1.87 \quad \therefore V = V_s + V_v = 1 + 1.87 = 2.87 \text{ m}^3$$

The "natural" water content is $w_N = \frac{W_w}{W_s} = 0.60 \quad \therefore W_w = 0.60 W_s$

$$G_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_w} = \frac{W_s}{V_s} \quad \therefore W_s = V_s (G_s \gamma_w) = (1 \text{ m}^3)(2.75)(9.81 \text{ kN/m}^3) = 26.98 \text{ kN}$$

$$W_w = 0.60(W_s) = (0.60)(26.98) = 16.19 \text{ kN}$$

$$W = W_s + W_w = 26.98 + 16.19 = 43.17 \text{ kN}$$

$$\therefore \gamma_{moist} = \frac{W}{V} = \frac{43.17 \text{ kN}}{2.87 \text{ m}^3} = 15.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

$$\therefore S = \frac{V_w}{V_v} = \frac{\gamma_w}{\gamma_v} = \frac{\left(\frac{16.19}{9.81}\right)}{1.87} = 88.2\%$$

***Phases of soils–08: Same as Prob-07 but setting the total volume $V=1 \text{ m}^3$.**

(Revision: Oct.-08)

A soil has an “in-situ” (in-place) voids ratio $e_o = 1.87$, $w_N = 60\%$, and $G_s = 2.75$. What are the γ_{moist} and S ? (Note: All soils are really “moist” except when dry, that is when $w = 0\%$).

Solution: Set $V = 1 \text{ m}^3$ (instead of $V_s = 1 \text{ m}^3$ used in Phases-07).

$$\text{but } e_o = \frac{V_v}{V_s} = 1.87 \therefore \text{but } V = 1 \text{ m}^3 = V_s + V_v = V_s + 1.87V_s = 2.87V_s \therefore V_s = 0.348 \text{ and } V_v = 0.652$$

$$\text{The "natural" water content is } w_N = \frac{W_w}{W_s} = 0.60 \therefore W_w = 0.60W_s$$

$$G_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_w} = \frac{W_s}{V_s} \therefore W_s = V_s (G_s \gamma_w) = (0.348 \text{ m}^3)(2.75)(9.81 \text{ kN/m}^3) = 9.39 \text{ kN}$$

$$W_w = 0.60(W_s) = (0.60)(9.39) = 5.63 \text{ kN}$$

$$W = W_s + W_w = 9.39 + 5.63 = 15.02 \text{ kN}$$

$$\therefore \gamma_{moist} = \frac{W}{V} = \frac{15.0 \text{ kN}}{1 \text{ m}^3} = 15.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

$$\therefore S = \frac{V_w}{V_v} = \frac{\gamma_w}{V_v} = \frac{\left(\frac{5.63}{9.81}\right)}{0.652} = 88.0\%$$

***Phases of soils–11: Find the weight of water needed for saturation.**

(Revision: Sept.-08)

Determine the weight of water (in kN) that must be added to a cubic meter of soil to attain a 95 % degree of saturation, if the dry unit weight is 17.5 kN/m^3 , its moisture is 4%, the specific gravity of solids is 2.65 and the soil is entirely made up of a clean quartz sand.

Solution:

$$\gamma_d = 17.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = \frac{\gamma}{1+w} = \frac{\gamma}{1+0.04} \quad \therefore \gamma = 18.2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

$$W = 18.2 = W_s + W_w = W_s + w W_s = (1.04) W_s$$

$$\therefore W_s = 17.5 \text{ kN}, \quad \text{and} \quad W_w = 0.70 \text{ kN}$$

$$V_s = \frac{W_s}{\gamma_s} = \frac{17.5 \text{ kN}}{G_s \gamma_w} = \frac{17.5 \text{ kN}}{(2.65)(9.81 \text{ kN/m}^3)} = 0.673 \text{ m}^3$$

$$V_w = \frac{W_w}{\gamma_w} = \frac{0.70 \text{ kN}}{(9.81 \text{ kN/m}^3)} = 0.07 \text{ m}^3 \quad \therefore V_a = V - V_s - V_w = 0.257 \text{ m}^3$$

$$e = \frac{V_v}{V_s} = \frac{0.07 + 0.257}{0.673} = 0.49$$

$$\text{The existing } S = \frac{w G_s}{e} = \frac{(0.04)(2.65)}{0.49}(100) = 21.6\%$$

We require a $S = 95\%$, therefore,

$$w = \frac{S e}{G_s} = \frac{(0.95)(0.49)}{2.65} = 0.17$$

$$W_w = w W_s = (0.17)(17.5 \text{ kN}) = 2.98 \text{ kN}$$

$$\text{already have } W_w = 0.70 \text{ kN}$$

$$\therefore \text{ must add water} = 2.28 \text{ kN}$$

Answer: Add 2.28 kN of water per m^3 .

***Phases of soils–12: Identify the wrong piece of data.**

(Revision: Sept.-08)

A project engineer receives a laboratory report with tests performed on marine marl calcareous silt). The engineer suspects that one of the measurements is in error. Are the engineer's suspicions correct? If so, which one of these values is wrong, and what should be its correct value?

$$\text{Given } \gamma = \text{unit weight of sample} = 18.4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

$$\gamma_s = \text{unit weight of solids} = 26.1 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

$$w = \text{water content} = 40\%$$

$$e = \text{voids ratio} = 1.12$$

$$S = \text{degree of saturation} = 95\%$$

Solution:

Check the accuracy of 4 out of 5 of the variables using,

$$Se = wG_s \therefore Se = (0.95)(1.12) = 1.06$$

$$wG_s = (w) \frac{\gamma_s}{\gamma_w} = (0.4) \frac{26.1}{9.81} = 1.06 \therefore \text{Therefore, these four are correct.}$$

The only possibly incorrect value is γ . Assume that $V = 1 \text{ m}^3$.

$$V = 1 \text{ m}^3 = V_a + V_w + V_s \quad (1)$$

$$\text{but } e = \frac{V_v}{V_s} = 1.12 \therefore 0 = -V_a - V_w + 1.12V_s \quad (2)$$

$$\therefore V_s = 0.472 \text{ m}^3, V_v = 0.528 \text{ m}^3 \text{ but } V_w = 0.95V_v = 0.502 \text{ m}^3$$

$$\therefore V_a = 0.026 \text{ m}^3$$

$$\therefore W_s = \gamma_s V_s = \left(26.1 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \right) (0.472 \text{ m}^3) = 12.3 \text{ kN}$$

$$W_w = wW_s = (0.40) \left(12.3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \right) = 4.9 \text{ kN}$$

$$W = 12.3 \text{ kN} + 4.9 \text{ kN} = 17.2 \text{ kN}$$

Therefore, the actual unit weight of the soil is,

$$\therefore \gamma = \frac{W}{V} = \frac{17.2 \text{ kN}}{1 \text{ m}^3} = 17.2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \neq 18.4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

***Phases of soils–13: The apparent cheapest soil is not!**

(Revision: Sept.-08)

You are a Project Engineer on a large earth dam project that has a volume of $5 \times 10^6 \text{ yd}^3$ of select fill, compacted such that the final voids ratio in the dam is 0.80. Your boss, the Project Manager delegates to you the important decision of buying the earth fill from one of three suppliers. Which one of the three suppliers is the most economical, and how much will you save?

Supplier A Sells fill at \$ 5.28/ yd^3 with $e = 0.90$

Supplier B Sells fill at \$ 3.91/ yd^3 with $e = 2.00$

Supplier C Sells fill at \$ 5.19/ yd^3 with $e = 1.60$

Solution:

Without considering the voids ratio, it would appear that Supplier B is cheaper than Supplier A by \$1.37 per yd^3 .

Therefore: To put 1 yd^3 of solids in the dam you would need 1.8 yd^3 of soil.

For 1 yd^3 of solids from A you would need 1.9 yd^3 of fill.

For 1 yd^3 of solids from B you would need 3.0 yd^3 of fill.

For 1 yd^3 of solids from C you would need 2.6 yd^3 of fill.

The cost of the select fill from each supplier is (rounding off the numbers):

$$A = \frac{1.9}{1.8}(5)(10^6 \text{ yd}^3) \left(\frac{5.28\$}{\text{yd}^3} \right) \approx \$ 27,900,000$$

$$B = \frac{3.0}{1.8}(5)(10^6 \text{ yd}^3) \left(\frac{3.91\$}{\text{yd}^3} \right) \approx \$ 32,600,000$$

$$C = \frac{2.6}{1.8}(5)(10^6 \text{ yd}^3) \left(\frac{5.19\$}{\text{yd}^3} \right) \approx \$ 37,500,000$$

Therefore Supplier A is the cheapest by about \$ 4.7 Million compared to Supplier B.

***Phases of soils–15: How many truck loads are needed for a project?**

(Revision: Sept.-08)

You have been hired as the Project Engineer for a development company in South Florida to build 610 housing units surrounding four lakes. Since the original ground is low, you will use the limestone excavated from the lake to fill the land in order to build roads and housing pads. Your estimated fill requirements are $700,000 \text{ m}^3$, with a dry density equivalent to a voids ratio $e = 0.46$. The “in-situ” limestone extracted from the lakes has an $e = 0.39$, whereas the limestone dumped into the trucks has an $e = 0.71$. How many truckloads will you need, if each truck carries 10 m^3 ?

Solution:

Assume: $V_S = 1 \text{ m}^3 \therefore e = \frac{V_V}{V_S} = \frac{V_V}{1} = V_V = 0.46 \text{ m}^3$ in the compacted fill

The required $700,000 \text{ m}^3$ of fill have 1.46 m^3 of voids per each 1 m^3 of solids

Therefore, the $700,000 \text{ m}^3$ of fill have $479,400 \text{ m}^3$ of solids

Each truck carries 1.71 m^3 of fill per 1 m^3 solids

In order for the trucks to carry $479,000 \text{ m}^3$ of solids they must carry $820,000 \text{ m}^3$ of fill

Since each truck carries 10 m^3 of fill,

$$\therefore \text{The number of truck-loads} = \frac{820,000 \text{ m}^3}{10 \text{ m}^3} = 82,000 \text{ truck-loads.}$$

****Phases of soils-18: Find the voids ratio of "muck" (a highly organic soil).**

(Revision: Sept.-08)

You have been retained by a local municipality to prepare a study of their "muck" soils. Assume that you know the dry unit weight of the material (solids) γ_{sm} and the dry unit weight of the organic solids γ_{so} . What is the unit weight γ_s of the combined dry organic mineral soil whose organic content is M_o ? (The organic content is the percentage by weight of the dry organic constituent of the total dry weight of the sample for a given volume.) What is the voids ratio e of this soil if it is known that its water content is w and its degree of saturation is S ?

Solution:

$$\text{Set } W_s = 1 \text{ unit and } \gamma_s = \frac{W_s}{V_s} = \frac{1}{(V_{so} + V_{sm})}$$

(a) Assume $M_o = W_o$ for a unit weight of the *dry soil*

$$\text{Therefore } 1 - M_o = W_m$$

$$\frac{M_o}{\gamma_{so}} = \text{volume of organic } V_{so} \text{ solids}$$

$$\frac{(1 - M_o)}{\gamma_{sm}} = \text{volume of mineral } V_{sm} \text{ solids}$$

The total unit weight is the weight of a unit volume.

$$\text{Therefore } \gamma_s = \frac{1}{\left(\frac{M_o}{\gamma_{so}} + \frac{(1 - M_o)}{\gamma_{sm}} \right)} = \gamma_{so} \left[\frac{\gamma_{sm}}{M_o(\gamma_{sm} - \gamma_{so}) + \gamma_{so}} \right]$$

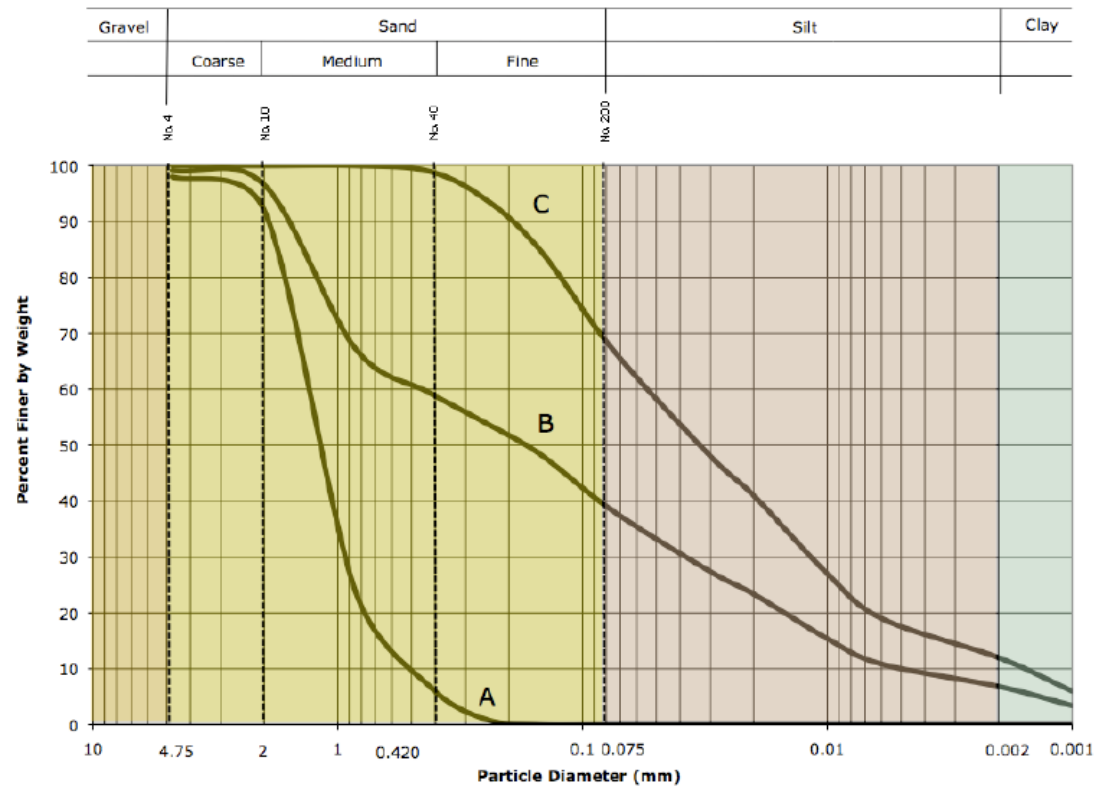
$$(b) \quad e = \frac{V_v}{V_s} = \frac{\left(\frac{\text{volume of water}}{S} \right)}{V_s} = \frac{\left(\frac{\text{weight of water}}{\gamma_w S} \right)}{V_s} = \frac{\left(\frac{w(\text{weight of solids})}{\gamma_w S} \right)}{V_s}$$

$$\text{Therefore } e = \frac{\left(\frac{w}{\gamma_w S (1)} \right)}{\left(\frac{M_o}{\gamma_{so}} + \frac{(1 - M_o)}{\gamma_{sm}} \right)} = \frac{w \gamma_{sm} \gamma_{so}}{\gamma_w S [M_o(\gamma_{sm} - \gamma_{so}) + \gamma_{so}]}$$

***Classify-01: Percentage of each of the four grain sizes (G, S, M & C).**

(Revision: Sept.-08)

Determine the percentage of gravels (G), sands (S), silts (M) and clays (C) of soils A, B and C



shown below.

Solution:

Notice that the separation between gravels (G) and sands (S) is the #4 sieve which corresponds to a particle size of 4.75 mm. The separation between sands (S) and silts (M) is the #200 sieve which corresponds to a particle size of 0.075 mm. Finally, the separation between silts (M) and clays (C) is the 0.002 mm (or 2 micro-meters = 2 μ m). These divisions are shown above through color differentiation. Each soil A, B and C is now separated into the percentage of each:

Soil A: 2% G; 98% S; 0% M; 0% C. This soil is a uniform or poorly-graded sand (SP).

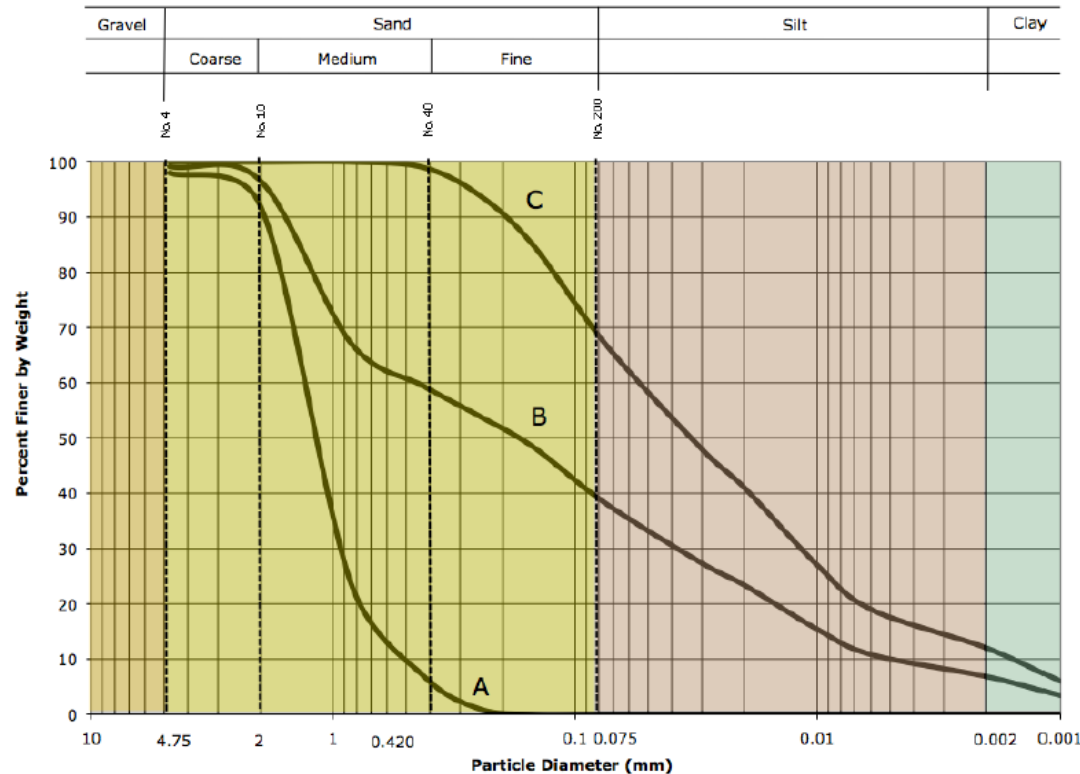
Soil B: 1% G; 61% S; 31% M; 7% C. This soil is a well-graded silty sand (SM).

Soil C: 0% G; 31% S; 57% M; 12% C. This soil is a well-graded sandy silt (ML).

***Classify–02: Coefficients of uniformity and curvature of granular soils.**

(Revision: Sept.-08)

Determine the uniformity coefficient C_u and the coefficient of gradation C_c for soil A.



Solution:

From the grain distribution curve, $D_{60} = 1.4$ mm, $D_{30} = 0.95$ mm and $D_{10} = 0.50$ mm, therefore the coefficients are,

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{1.40 \text{ mm}}{0.50 \text{ mm}} = 2.8 \quad \text{and} \quad C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{60}D_{10}} = \frac{(0.95)^2}{(1.40)(0.50)} = 1.29$$

A **uniform** soil has a coefficient of uniformity C_u less than 4, whereas a **well-graded** soil has a uniformity coefficient greater than 4 for gravels and greater than 6 for sands. Since soil A has a low value of 2.8, and it is sand, this corresponds to a **poorly-graded sand (SP)**. Steep curves are uniform soils (low C_u) whereas diagonal curves are well-graded soils (high C_u).

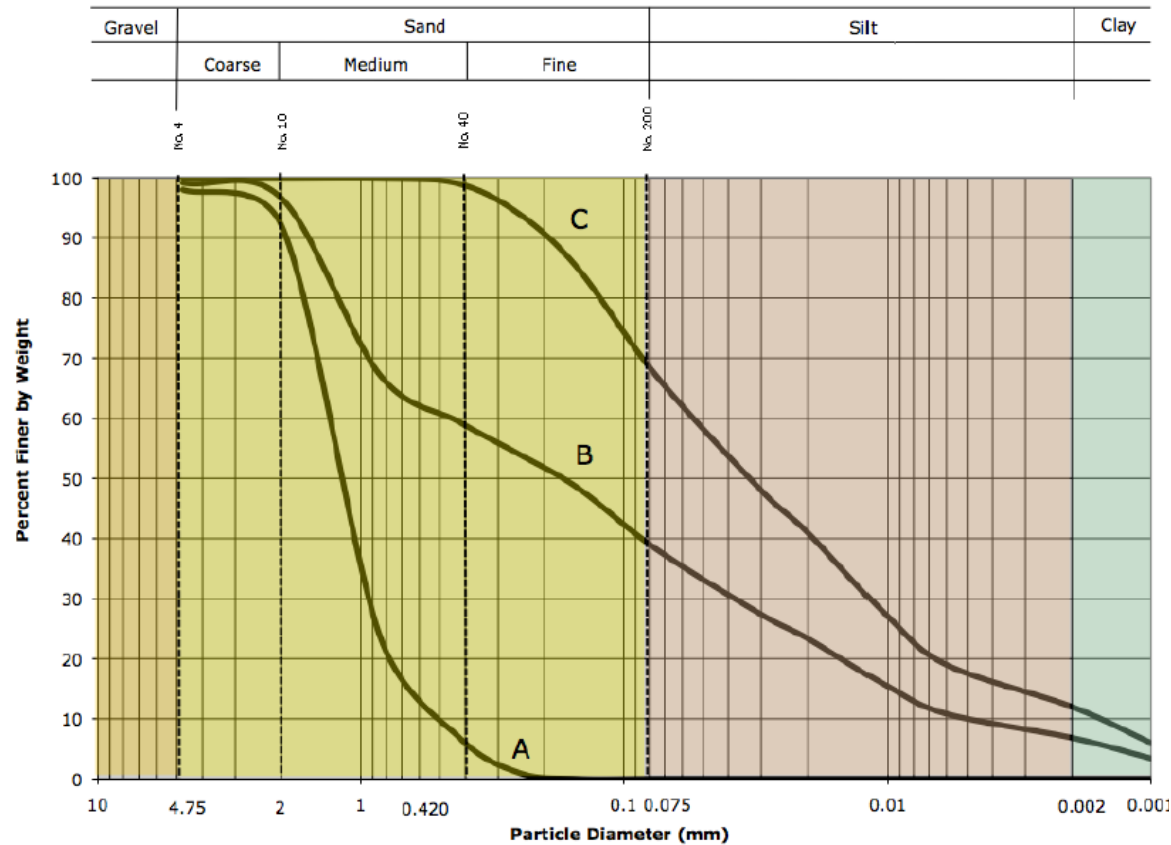
Smooth curved soils have coefficients of curvature C_c between 1 and 3, whereas irregular curves have higher or lower values. Soils that are missing a type of soil (a gap) are called **gap-graded** (C_c will be less than 1 or greater than 3 for gap-graded soils).

Therefore, this soil is classified as **poorly-graded sand (or SP)**.

***Classify-03: Classify two soils using the USCS.**

(Revision: Sept.-08)

Use the grain-size distribution curve shown below to classify soils *A* and *B* using the USCS. Soil *B*'s Atterberg limits are $LL = 49\%$ and $PL = 45\%$?



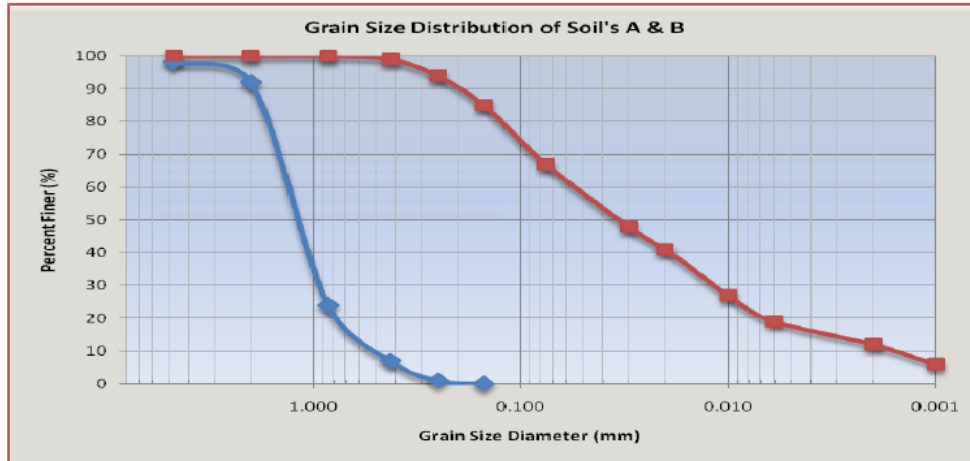
***Classify-04: Manufacturing a “new” soil.**

(Revision: Sept.-08)

A site has an unsuitable in-situ soil A that does not compact properly. In lieu of removing that soil A, you have decided to improve it by mixing it with a borrow pit soil B to produce an improved new soil C that will compact better.

You desire a coefficient of uniformity C_u of about 100 for the new soil C. Determine the relative percentages of these two uniform soils A and B so that they will result in better graded soil C. Plot your results.

The plots of soils A and B are as shown below,



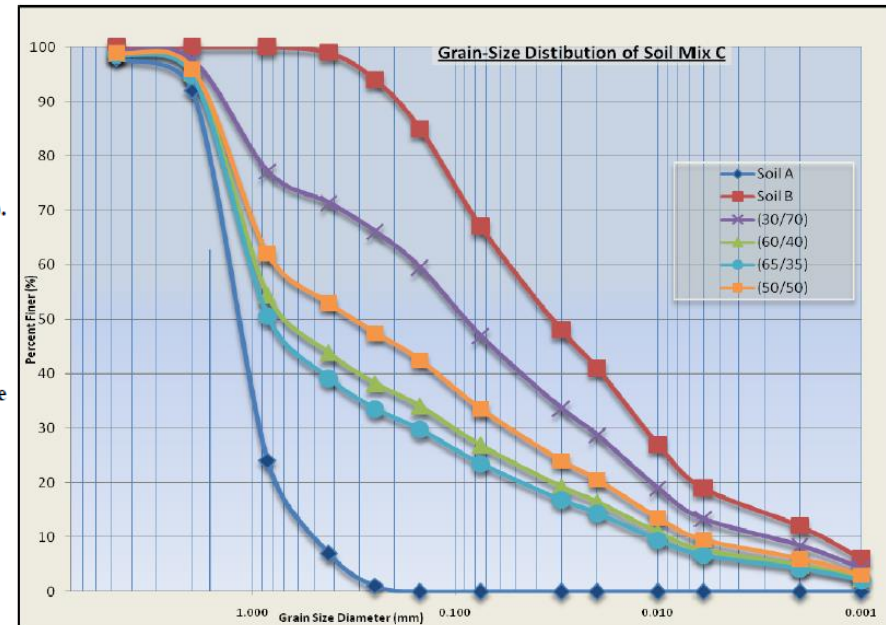
Soil A is composed of 2% G, and 98% S: (6% coarse sand, 85% medium sand and 7% fine sand). It is obviously a **poorly graded sand (SP)**.

Soil B is composed of approximately 33% *S*, 55% *M* and 12% *C*. It is a well-graded sandy silt.

Consider several solutions as shown below with A/B ratios of 30/70, 35/65, 40/60 and 50/50. The best is the 50/50 solution via $D_{10} = 0.006$ mm,

$$C_U = \frac{D_{60}}{D_{10}} = 100 = \frac{D_{60}}{0.006mm} \quad \therefore D_{60} = 0.6mm$$

The best fit is a 50% of A plus 50% of B mix.



Classify – 05

(Revision: Sept.-09)

A sample of soil weights 1.5 N. Its clay fraction weighs 0.34 N. If its liquid limit is 60% and its plastic limit is 26%, classify the clay.

Solution:

$$W = 1.5 \text{ N}$$

$$W_{\text{clay}} = 0.34 \text{ N (or 23\% of W)}$$

$$I_p = PI = LL - PL = 60\% - 26\% = 34 \%$$

$$A = \frac{I_p}{\% \text{ of clay fraction}} = \frac{34\%}{23\%} \approx 1.5$$

The activity number 1.5 falls above the U-line in Skempton's diagram (see Classify-03). Therefore, this is a CH clay, and is probably a member of the Montmorillonite family.